

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

15. Jahrgang 1918.

No 19.

Die Clapeyron'sche Gleichung als Grundlage der Rahmenberechnung.

Von Dipl.-Ing. Georg Ehlers in Charlottenburg.



it der wachsenden Verbreitung der Eisenbeton-Bauweise gewinnt die Berechnung statisch unbestimmter Systeme immer mehr an Bedeutung, und jede Möglichkeit, sie schneller und bequemer durchzuführen, ist für die Praxis von größter Wichtigkeit.

Die Clapeyron'sche Gleichung stellt nun nicht nur für die Berechnung durchlaufender Träger ein geeignetes Hilfsmittel dar, sondern sie kann in ähnlich einfacher Weise auch auf Rahmen jeder Art vom einfachen Zweigelenrahmen bis zum verwickeltesten Stockwerkrahmen angewendet werden. Eine derartige Berechnung weist auch hier die gleichen Vorzüge auf wie beim durchlaufenden Träger, vor allem eine sehr einfache Aufstellung der Elastizitätsgleichungen.

Diese erfolgt, einerlei, ob es sich um Systeme hoher oder niederer statischer Unbestimmtheit handelt, in der gleichen mechanischen Weise wie beim durchlaufenden Träger nach einem festen Schema. Die Uebersichtlichkeit ist die denkbar größte, da Hilfsfiguren vollständig entbehrlich sind. Selbst Systeme, deren Berechnung auf anderem Wege äußerst unübersichtlich wäre, wie zusammengesetzte Stockwerkrahmen etwa nach Abb. 1, bieten einer Berechnung mit Hilfe Clapeyron'scher Gleichungen keine Schwierigkeit.

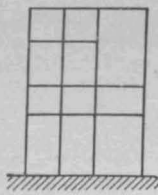


Abb. 1.

I. Die Berechnung einfacher Systeme mit unverschieblichen Knotenpunkten.

Die allgemeine Form der Clapeyron'schen Gleichung lautet für Abb. 2 (wenn man von Temperaturwirkungen und Stützensenkungen absieht):

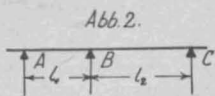


Abb. 2.

$$M_A l_1 + 2 M_B (l_1 + l_2) + M_C l_2 = -\frac{6 L_1}{l_1} - \frac{6 R_2}{l_2}$$

$$\text{oder einfacher} = -k_{11} \cdot l_1 - k_{r2} \cdot l_2,$$

wobei k_{11} und k_{r2} die auch für die zeichnerische Konstruktion benutzten „Kreuzlinienabschnitte“ sind. Die wichtigsten von ihnen seien hier, weil im Nachfolgenden oft benutzt, kurz aufgeführt*):

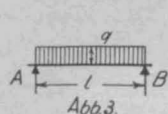


Abb. 3.

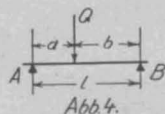


Abb. 4.

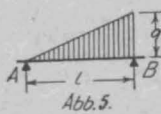


Abb. 5.

Zu Abb. 3

$$k_A = k_B = \frac{ql^2}{4}$$

$$\text{Zu Abb. 4 } 4 k_A = \frac{Qab(l+a)}{l^2}; \quad k_B = \frac{Qab(l+b)}{l^2}$$

$$(\text{für } a=b; k_A=k_B = \frac{3}{8} Q \cdot l)$$

$$\text{Zu Abb. 5 } k_A = \frac{2}{15} ql^2; \quad k_B = \frac{7}{60} ql^2$$

Die obige Clapeyron'sche Gleichung setzt voraus, daß die Stützen unbeweglich sind. Unter der Voraussetzung, daß die Gleichung gültig bleibt, auch wenn der Balken im Stützpunkt geknickt ist — der Nachweis wird weiter unten erbracht —, kann sie daher ohne weiteres auf alle Systeme angewendet werden, deren Knotenpunkte keine Verschiebung erleiden, wobei es gleichgültig bleibt, ob dies Verhalten im System oder nur im Belastungsfall begründet ist.

Beispiel 1. (Abb. 6) Ein Balken in starrer Verbindung mit einer Stütze stellt, wenn er am anderen Ende ein festes Auflager besitzt, ein System dar, dessen Knotenpunkte sich nicht verschieben können (Längenänderungen der Stäbe seien ausgeschlossen). Es ist zweifach statisch unbestimmt, wenn die Stütze am Fuß eingespannt ist. Die Anwendung der Clapeyron'schen Gleichung in genau gleicher Weise wie beim durchlaufenden Träger führt zu den Gleichungen

$$1. \quad 2 M_A \cdot h + M_B \cdot h = 0$$

$$2. \quad M_A \cdot h + 2 M_B (h+l) = -k_C \cdot l$$

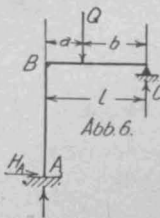


Abb. 6.

$$\text{bzw. bei der dargestellten Belastung: } = -\frac{Qab(l+b)}{l}$$

Aus diesen Gleichungen ergeben sich sofort die Momente:

$$M_A = +\frac{Qab(l+b)}{l(3h+4l)}; \quad M_B = -\frac{2Qab(l+b)}{l(3h+4l)}$$

Damit ist die Berechnung erledigt, da man aus den Momenten in bekannter Weise alle übrigen etwa gesuchten Systemkräfte durch bloße Gleichgewichtsbedingungen findet, z. B. hier:

$$C = \frac{Q \cdot a}{l} + \frac{M_B}{l}; \quad A = \frac{Q \cdot b}{l} - \frac{M_B}{l};$$

$$H_C = H_A = \frac{M_A}{h}$$

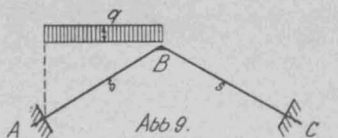
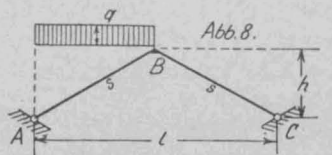
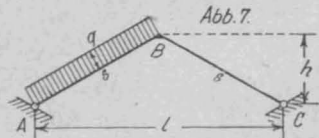
Beispiel 2. Gleichfalls im System bedingt ist die Unbeweglichkeit der Knotenpunkte eines Dreieckrahmens

*) Eine ausführliche Tabelle sämtlicher praktisch vorkommenden Kreuzlinienabschnitte von Dipl. Ing. H. Pederßen erscheint demnächst in der Zeitschrift „Armierter Beton“.

nach Abb. 7 (einfach statisch unbestimmt). Der Rahmen sei einseitig senkrecht zur Stabrichtung AB mit q auf 1m belastet:

Die einzige Elastizitätsgleichung nach Clapeyron lautet:
 $2 M_B(s + s) = -\frac{q s^3}{4}$ und ergibt sofort $M_B = -\frac{q s^2}{16}$

Wirkt die Belastung nach Abb. 8 lotrecht und beträgt sie q auf 1m Wagrechte, so überzeugt man sich leicht, daß, da das Moment im



Stab AB nur über $\frac{l}{2}$ als Stützweite zu rechnen ist, das Belastungsglied der rechten Seite der Gleichung die Form annehmen muß:

$$q \left(\frac{l}{2} \right)^2 s = \frac{q l^2 s}{4}$$

In diesem Falle ergibt sich

$$M_B = -\frac{q l^2}{64}$$

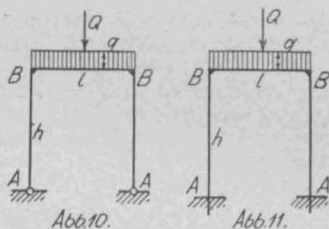
Der gleiche Rahmen sei beiderseits eingespannt (dreifach statisch unbest.) nach Abb. 9. Es ergeben sich drei Clapeyron'sche Gleichungen:

$$\begin{aligned} 1. \quad 2 M_A \cdot s + M_B \cdot s &= -\frac{q l^2 s}{16} \\ 2. \quad M_A \cdot s + 2 M_B \cdot (s + s) + M_C \cdot s &= -\frac{q l^2 s}{16} \\ 3. \quad M_B \cdot s + 2 M_C \cdot s &= 0 \end{aligned}$$

Aus ihnen folgt: $M_A = -\frac{q l^2}{48}$;

$$M_B = -\frac{q l^2}{96}; \quad M_C = +\frac{q l^2}{192}$$

Beispiel 3. Die Knotenpunkte eines Rechteck - Zweigelenrahmens nach Abb. 10 erfahren bei symmetrischer Belastung keine Verschiebung. Man kann daher schreiben (mit Ausnutzung der Symmetrie)



$$2 M_B(h + l) + M_B l = -\frac{q l^3}{4} - \frac{3}{8} Q \cdot l^2$$

$$\text{woraus: } M_B = -\frac{q l^3}{4(2h + 3l)} - \frac{3 Q l^2}{8(2h + 3l)}$$

Für den unten eingespannten Rahmen nach Abb. 11 ergeben sich die Gleichungen:

$$\begin{aligned} 1. \quad 2 M_A \cdot h + M_B \cdot h &= 0 \\ 2. \quad M_A \cdot h + 2 M_B \cdot (h + l) + M_B l &= -\frac{q l^3}{4} - \frac{3 Q l^2}{8} \end{aligned}$$

$$M_B = -\frac{q l^3}{6(h + 2l)} - \frac{Q l^2}{4(h + 2l)}$$

$$M_A = -\frac{M_B}{2} = +\frac{q l^3}{12(h + 2l)} + \frac{Q l^2}{8(h + 2l)}$$

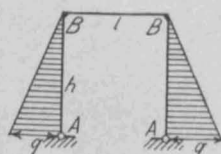


Abb. 12.

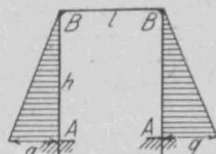


Abb. 13.

Bei gleicher Belastung beider Pfosten z. B. Dreiecksbelastung nach Abb. 12, gilt beim Zweigelenrahmen die Gleichung:

$$2 M_B \cdot (h + l) + M_B \cdot l = -\frac{7}{60} q h^3$$

$$M_B = -\frac{7 q h^3}{60(2h + 3l)}$$

Ähnlich für den eingespannten Rahmen nach Abb. 13:

$$1. \quad 2 M_A \cdot h + M_B \cdot h = -\frac{2}{15} q h^3$$

$$2. \quad M_A \cdot h + 2 M_B(h + l) + M_B \cdot l = -\frac{7}{60} q h^3$$

$$M_A = -\frac{q h^2(3h + 8l)}{60(h + 2l)}; \quad M_B = -\frac{q h^3}{30(h + 2l)}$$

Beispiel 4. Der symmetrische Trapezrahmen mit symmetrischer Belastung nach Abb. 14:

$$2 M_B(s + b) + M_B \cdot b = -\frac{q_1 a^2 s}{4} - \frac{q_2 b^3}{4}$$

$$M_B = -\frac{q_1 a^2 s}{4(2s + 3b)} - \frac{q_2 b^3}{4(2s + 3b)}$$

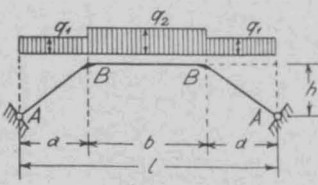


Abb. 14.

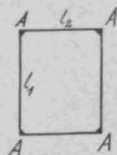


Abb. 15.

Beispiel 5. Schon lange bekannt ist eine derartige Berechnung für rechteckige Silozellen (vgl. Abb. 15). Da alle Wände gleichmäßig belastet sind und sämtliche Eckmomente wegen der doppelten Symmetrie gleich sein müssen, lautet die Clapeyron'sche Gleichung

$$M_A \cdot l_1 + 2 M_A(l_1 + l_2) + M_A \cdot l_2 = -\frac{q l_1^3}{4} - \frac{q l_2^3}{4}$$

$$M_A = -\frac{q(l_1^3 + l_2^3)}{12(l_1 + l_2)}$$

II. Die Berechnung zusammengesetzter Systeme mit mehr als zweiständigen, unverschieblichen Knotenpunkten.

Die obigen Beispiele werden den Grundgedanken der Rechnungsweise zur Genüge klargelegt haben. Bevor jedoch umfangreichere Systeme betrachtet werden, wird es erforderlich sein, die Grundlagen der Clapeyron'schen Gleichung zu untersuchen.

AB und CD in

Abb. 16 seien zwei geradlinige Stäbe eines Rahmens, die in dem gemeinsamen Knotenpunkt (BC) starr unter einem beliebigen Winkel verbunden sind.

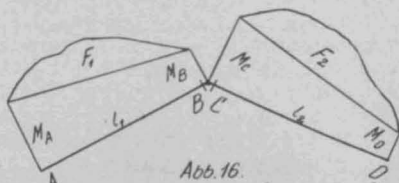


Abb. 16.

Für jeden Stab sei — mit entsprechendem Index gekennzeichnet — l die Stablänge, J das Trägheitsmoment, h die Querschnittshöhe, $\Delta t = t_o - t_u$ ein Temperaturunterschied zwischen oberer und unterer Faser, ferner E der Elastizitätsmodul und ϵ der Temperatur-Ausdehnungskoeffizient. Aus der Einwirkung äußerer Kräfte ergebe sich für AB , wenn man A und B als Stützpunkte betrachtet, die Momentenfläche F_1 , deren statische Momente bezogen auf die linke bzw. rechte Auflagersenkrechte L_1 und R_1 seien; die entsprechenden Werte für CD seien F_2, L_2, R_2 . Außerdem sollen in den Endquerschnitten der Stäbe die Momente M_A, M_B, M_C und M_D wirken. Dann ist bekanntlich die unter der Einwirkung von F_1, M_A, M_B und Δt_1 entstehende Verschiebung des Punktes A gegenüber der in B an die elastische Linie gelegten Tangente:

$$\delta_A = \frac{L_1}{E J_1} + \frac{M_A \cdot l_1^2}{6 E J_1} + \frac{2 M_B \cdot l_1^2}{6 E J_1} - \frac{\epsilon \Delta t_1 \cdot l_1^2}{2 h_1}$$

und entsprechend für D :

$$\delta_D = \frac{R_2}{E J_2} + \frac{2 M_C \cdot l_2^2}{6 E J_2} + \frac{M_D \cdot l_2^2}{6 E J_2} - \frac{\epsilon \Delta t_2 \cdot l_2^2}{2 h_2}$$

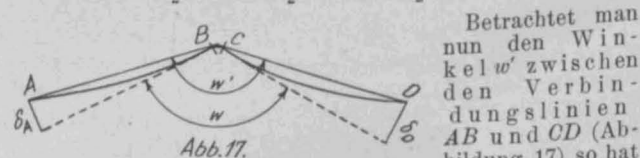


Abb. 17.

er gegenüber seinem ursprünglichen Wert w eine Änderung erfahren:

$$\delta_w = \frac{\delta_A}{l_1} + \frac{\delta_D}{l_2} = \frac{M_A \cdot l_1^2}{6 E J_1} + \frac{2 M_B \cdot l_1^2}{6 E J_1} + \frac{2 M_C \cdot l_2^2}{6 E J_2} + \frac{M_D \cdot l_2^2}{6 E J_2}$$

$$+ \frac{L_1}{E J_1} + \frac{R_2}{E J_2} - \frac{\epsilon \Delta t_1 \cdot l_1^2}{2 h_1} - \frac{\epsilon \Delta t_2 \cdot l_2^2}{2 h_2}$$

Führt man ein Vergleichs-Trägheitsmoment J_c ein und nennt

$$\frac{l_1 \cdot J_c}{J_1} = l'_1; \quad \frac{l_2 \cdot J_c}{J_2} = l'_2,$$

führt man ferner die oben erwähnten Werte ein

$$k_{l1} = \frac{6 L_1}{l_1^2} \quad \text{und} \quad k_{r2} = \frac{6 R_2}{l_2^2}$$

und bezeichnet abgekürzt

$$6 E J_c \delta w \text{ mit } \Delta w, \text{ so ist:}$$

$$\Delta w = M_A \cdot l'_1 + 2 M_B \cdot l'_1 + 2 M_C \cdot l'_2 + M_D \cdot l'_2 +$$

$$k_{l1} \cdot l'_1 + k_{r2} \cdot l'_2 - 3 \varepsilon E J_c \left(\frac{\Delta t_1 \cdot l_1}{h_1} + \frac{\Delta t_2 \cdot l_2}{h_2} \right)$$

Diese „Viermomentengleichung“ stellt gewissermaßen die allgemeinste Form der Clapeyron'schen Gleichung dar. Sie geht in die gebräuchliche Form über, wenn $M_B = M_C$ wird, wie es z. B. beim durchlaufenden Träger, über dessen Stütze kein äußeres Moment angreift, der Fall ist. Man überzeugt sich leicht, daß im Fall eines gestreckten Stabzuges das Glied Δw gleichbedeutend ist mit dem üblichen Stützensenkungsglied, wenn man die Winkeländerung durch die Stützensenkungen ausdrückt. Mit Rücksicht auf die Verwendung bei Rahmen möge obige Form der Gleichung für die Folge stets vorausgesetzt werden. Aus der vorstehenden Entwicklung läßt sich folgern:

1. Die Momentengleichung nach Clapeyron gilt für zwei Stäbe unabhängig von dem Winkel, unter dem sie verbunden sind.
2. Sie gilt auch bei verschiedenem Trägheitsmoment der Stäbe, wenn in die „Momenten-“ und „Belastungs-“ glieder statt des Faktors l der Faktor $l' = \frac{l \cdot J_c}{J}$ eingeführt wird.
3. Sie gilt in Form der Viermomentengleichung, auch wenn in beiden Stäben am gemeinsamen Knotenpunkt verschiedene Momente wirken; denn in obiger Ableitung wurde keinerlei Beziehung zwischen M_B und M_C vorausgesetzt. Insbesondere gilt die Gleichung auch, wenn mehr als zwei Stäbe in einem Knotenpunkt zusammen treffen für jedes beliebige Paar von ihnen.

Z. B. nach Abb. 18:

$$\begin{aligned} \Delta w_{(ABCD)} &= M_A \cdot l'_1 + 2 M_B \cdot l'_1 + 2 M_C \cdot l'_1 + M_D \cdot l'_1 + \dots \\ \Delta w_{(ABEF)} &= M_A \cdot l'_1 + 2 M_B \cdot l'_1 + 2 M_E \cdot l'_3 + M_F \cdot l'_3 + \dots \\ \Delta w_{(ABGH)} &= M_A \cdot l'_1 + 2 M_B \cdot l'_1 + 2 M_G \cdot l'_4 + M_H \cdot l'_4 + \dots \\ \Delta w_{(HGEF)} &= M_H \cdot l'_4 + 2 M_G \cdot l'_4 - 2 M_E \cdot l'_3 - M_F \cdot l'_3 + \dots \\ &\quad \text{usw.} \end{aligned}$$

In dieser Abbildung ist eine — beliebige — Seite der Stäbe durch eine punktierte Linie gekennzeichnet, und es wird der Drehsinn der Momente so angenommen, daß diese Seite für positive Momente Zugseite ist. Eine derartige Kennzeichnung wird für zusammengesetzte Systeme erforderlich; denn wenn beim Uebergang von einem Stab zum anderen der Drehsinn der Momente wechselt, sind entsprechend auch die Glieder der Gleichung für diesen Stab mit umgekehrtem Vorzeichen einzuführen, wie oben z. B. für $\Delta w_{(HGEF)}$ die Glieder M_E und M_F .

Die dritte Folgerung ermöglicht es — immer noch unter Voraussetzung unverschieblicher Knotenpunkte (d. h. $\Delta w = 0$) — beliebig zusammengesetzte Systeme zu berechnen.

Es wäre bei verwickelteren Systemen zwecklos, eine Buchstabenrechnung durchzuführen, da die Schwerfälligkeit des Ergebnisses es für den praktischen Gebrauch wertlos machen würde. Auch beim durchlaufenden Träger mit einer größeren Anzahl Stützen ist das der Fall. In den folgenden Beispielen wird daher gleichfalls i. d. Regel davon abgesehen werden, ein Ergebnis in Buchstabenrechnung zu ermitteln, mit Ausnahme besonderer Fälle, in denen der Endwert zum Vergleich mit bekannten Formelwerten geboten werden soll.

Beispiel 6 (Abb. 19). Zweifacher, eingespannter Stockwerkrahmen (6fach stat. unbest.).

Es seien die Trägheitsmomente des Riegels $J_1 = J_c$, der Pfosten $J_2 = 1,5 J_c$.

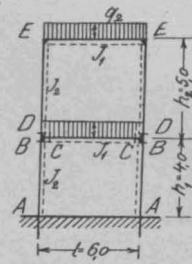


Abb. 19

Dann ist:

$$l' = \frac{l \cdot J_c}{J_1} = l = 6,0 \text{ m}$$

$$h'_1 = \frac{h_1 \cdot J_c}{J_2} = \frac{4,0}{1,5} = 2,67 \text{ m}$$

$$h'_2 = \frac{h_2 \cdot J_c}{J_2} = \frac{5,0}{1,5} = 3,33 \text{ m}$$

Es gelten die Gleichungen (mit Beachtung der Symmetrie):

$$1. \quad 2 M_A \cdot 2,67 + M_B \cdot 2,67 = 0$$

$$2. \quad M_A \cdot 2,67 + 2 M_B \cdot 2,67 + 2 M_C \cdot 6,0 + M_C \cdot 6,0 + \frac{q_1 \cdot 6,0^3}{4} = 0$$

Bei der folgenden Gleichung ist der Drehsinn der Momente zu beachten:

$$3. \quad -M_C \cdot 6,0 - 2 M_C \cdot 6,0 + 2 M_D \cdot 3,33 + M_E \cdot 3,33 - \frac{q_1 \cdot 6,0^3}{4} = 0$$

$$4. \quad M_D \cdot 3,33 + 2 M_E \cdot (3,33 + 6,0) + M_E \cdot 6,0 + \frac{q_2 \cdot 6,0^3}{4} = 0$$

Dazu tritt für den Knotenpunkt (BCD) die Bedingung (Drehsinn beachten!)

$$5. \quad M_B = M_C + M_D.$$

Bei der Aufstellung obiger Gleichungen beachte man: Im Punkt (BCD) kann gemäß dem oben Ausgeführten die Gleichung für jedes beliebige Stabpaar aufgestellt werden. Sie wird zweckmäßig, wie oben geschehen, für die Stabpaare AB—CC (Gl. 2) und CC—DE (Gl. 3) aufgestellt, so daß sozusagen jedes Rahmenviereck für sich umschrieben wird. Bei dieser Anordnung ergeben sich die für die Auflösung bequemsten Gleichungen. Man überzeugt sich leicht, daß die noch mögliche Gleichung für das Stabpaar AB—DE nicht mehr unabhängig ist, sondern sich aus 2. u. 3. in Verbindung mit 5. ergibt.

Ausmultipliziert und vereinfacht lauten die Gleichungen:

$$1. \quad 2 M_A + M_B = 0$$

$$2. \quad 2,67 M_A + 5,33 M_B + 18,0 M_C = -54 q_1$$

$$3. \quad -18,0 M_C + 6,67 M_D + 3,33 M_E = +54 q_1$$

$$4. \quad 3,33 M_D + 24,67 M_E = -54 q_2$$

$$5. \quad M_B = M_C + M_D.$$

Sie werden zweckmäßig durch schrittweise Ersetzung der Unbekannten gelöst.

$$\text{Aus Gl. 1.: } M_A = -\frac{M_B}{2} \text{ eingesetzt in 2.}$$

$$-\frac{2,67 M_B}{2} + 5,33 M_B + 18,0 M_C = -54 q_1$$

$$4,00 M_B = -18,0 M_C - 54 q_1$$

$$M_B = -4,5 M_C - 13,5 q_1 \text{ eingesetzt in 5.}$$

$$-4,5 M_C - 13,5 q_1 = M_C + M_D$$

$$M_C = -0,182 M_D - 2,46 q_1 \text{ eingesetzt in 3.}$$

$$3,27 M_D + 44,28 q_1 + 6,67 M_D + 3,33 M_E = +54,1 q_1$$

$$M_D = 0,99 q_1 - 0,335 M_E \text{ eingesetzt in 4.}$$

$$+ 3,30 q_1 - 1,12 M_E + 24,67 M_E = -54 q_2$$

$$M_E = -0,14 q_1 - 2,29 q_2; \quad M_D = +1,04 q_1 + 0,77 q_2$$

$$M_C = -2,65 q_1 - 0,14 q_2; \quad M_B = -1,58 q_1 + 0,63 q_2$$

$$M_A = +0,79 q_1 - 0,32 q_2$$

Das Ergebnis in dieser Form läßt gleichzeitig erkennen, welche Belastungen für die einzelnen Momente am ungünstigsten sind. (Vgl. M_A u. M_B).

Beispiel 7 (Abb. 20).

Der gleiche Rahmen wie bei Beispiel 6 sei beiderseits mit einer Dreieckslast belastet (Versteifungsrahmen eines Bunkers).

Die Belastungsordinate p_2 im Punkt (BCD) ist

$$p_2 = \frac{p_1 \cdot 5,0}{(4,0 + 5,0)} = 0,56 p_1$$

Zwecks bequemer Ermittlung der Werte k_l und k_r

wird die Belastungsfläche in die punktierten Dreiecke zerlegt gedacht. Dann lauten die Gleichungen:

$$1. \quad 2 M_A \cdot 2,67 + M_B \cdot 2,67 = -\frac{2}{15} p_1 \cdot 4,0^2 \cdot 2,67 - \frac{7}{60} p_2 \cdot 4,0^2 \cdot 2,67$$

$$2. \quad M_A \cdot 2,67 + 2 M_B \cdot 2,67 + 2 M_C \cdot 6,0 + M_C \cdot 6,0 =$$

$$= -\frac{7}{60} p_1 \cdot 4,0^2 \cdot 2,67 - \frac{2}{15} p_2 \cdot 4,0^2 \cdot 2,67$$

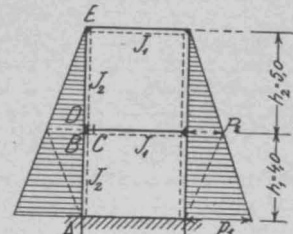


Abb. 20.

$$\begin{aligned}
3. \quad & -M_C \cdot 6,0 - 2M_C \cdot 6,0 + 2M_D \cdot 3,33 + M_E \cdot 3,33 = \\
& = -\frac{2}{15} p_2 \cdot 5,0^2 \cdot 3,33 \\
4. \quad & M_D \cdot 3,33 + 2M_E (3,33 + 6,0) + M_E \cdot 6,0 = -\frac{7}{60} p_2 \cdot 5,0^2 \cdot 3,33 \\
5. \quad & M_B = M_C + M_D.
\end{aligned}$$

Die weitere Rechnung erfolgt wie bei Beispiel 6.
 Beispiel 8 (Abb. 21). Ein durchlaufender Balken auf elastisch drehbaren Stützen, mit Fußgelenken oder ohne Fußgelenke, bildet, wenn er ein festes Auflager besitzt und Längenänderungen der Stäbe nicht eintreten, ein System mit unverschieblichen Knotenpunkten.

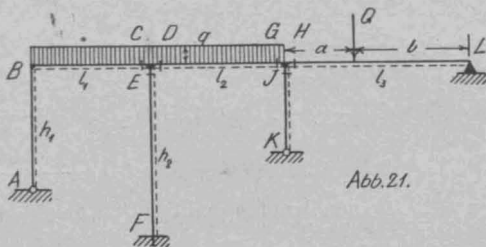


Abb. 21.

Das vorliegende System ist sechsfach statisch unbestimmt. Die Momentengleichungen lauten:

$$1. \quad 2M_B(h_1' + l_1') + M_C \cdot l_1' = -\frac{ql_1^2 \cdot l_1'}{4}$$

$$\begin{aligned}
2. \quad & M_B \cdot l_1' + 2M_C l_1' - 2M_E h_2' - M_F h_2' = -\frac{ql_1^2 \cdot l_1'}{4} \\
3. \quad & M_E \cdot h_2' + 2M_F \cdot h_2' = 0 \\
4. \quad & M_F \cdot h_2' + 2M_E \cdot h_2' + 2M_D \cdot l_2' + M_G \cdot l_2' = -\frac{ql_2^2 \cdot l_2'}{4} \\
5. \quad & M_D \cdot l_2' + 2M_G \cdot l_2' - 2M_J \cdot h_3' = -\frac{ql_2^2 \cdot l_2'}{4} \\
6. \quad & 2M_J \cdot h_3' + 2M_H \cdot l_3' = -\frac{Qab(l_3 + b)l_3'}{l_3^2}
\end{aligned}$$

dazu kommen die Gleichgewichtsbedingungen für (CDE) und (GHJ):

$$7. \quad M_C + M_E = M_D; \quad 8. \quad M_G + M_J = M_H$$

Diesen 8 Gleichungen stehen die 8 unbekannten Stützmomente M_B bis M_J gegenüber. Die Auflösung bietet, nach Einsetzen bestimmter Zahlenwerte, keine Schwierigkeit.

Aus den behandelten Beispielen, deren Zahl leider nur gering sein konnte gegenüber der Fülle der verschiedenen möglichen Fälle dürfte die vielseitige Verwendbarkeit des Verfahrens zur Genüge hervorgehen. Dabei besteht jedoch noch immer die Voraussetzung, daß die Knotenpunkte unverschieblich seien. Es wird, da diese Voraussetzung in den meisten Fällen nicht gemacht werden kann, erforderlich sein, den Einfluß einer Verschiebung der Knotenpunkte zu untersuchen.

(Fortsetzung folgt).

Vermischtes.

An die Kgl. Sächs. Mechanisch-Technische Versuchsanstalt zu Dresden ist in Nachfolge des Ende 1917 verstorbenen Geh. Hofrates Prof. Scheit der ordentl. Professor für Statik der Baukonstruktionen, Eisenbrückenbau und Festigkeitslehre an der Dresdener Techn. Hochschule Dr.-Ing. W. Gehler zum Geschäftsführenden Direktor und gleichzeitig zum Direktor der bautechnischen Abteilung daselbst ernannt worden. Dr.-Ing. Gehler hat bekanntlich vor seiner Berufung an die Hochschule lange Zeit, zuletzt als Direktor der A.-G. Dyckerhoff & Widmann in Dresden im Dienste der Betonindustrie gestanden, ist von Anfang an Mitglied des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“ gewesen und gehört zu den beratenden Mitgliedern des „Deutschen Beton-Vereins“. Es darf daher von ihm erwartet werden, daß die Sächs. Versuchsanstalt unter seiner Leitung sich auch weiterhin eingehend mit der Forschungsarbeit auf dem besonderen Gebiet des Beton- und Eisenbetonbaues befassen wird. Dr.-Ing. Gehler leitet z. Zt. die Bautenprüfstelle beim Stabe des Kriegsammtes in Berlin.

Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. 21. Bruch einer Eisenbetondecke. Ein Dampfsägewerk von 33 m Länge und rd. 12,5 m Breite war in Eisenbeton erbaut; der Fußboden des ersten Stockwerkes lag 2,8 m über dem Erdboden, darüber, rd. 4 m höher, war ein Eisenbetondach hergestellt. Der erste Stock wurde durch zwei Unterzüge getragen, die auf je vier Stützen ruhten und den Raum in drei annähernd gleiche Felder teilten; die Felder waren mit Eisenbetondecken von 12 cm Stärke überdeckt. Der erste Stock sollte Trockengestelle für dünne Furnierholzplättchen aufnehmen mit einem Gewicht von 50 kg/qm. Die Decke wurde daher mit der geringsten baupolizeilich zulässigen Nutzlast von 125 kg/qm berechnet; das ist außerordentlich wenig für einen Fabrikraum von 4 m Lichthöhe. Später ist eine kleine Gleisbahn eingebaut worden, die aber bei der statischen Berechnung nicht berücksichtigt ist. Die Decke wurde überlastet; sie sowohl wie der benachbarte Unterzug drohten an einer Stelle einzubrechen, was aber durch rechtzeitiges Abstützen verhindert werden konnte; infolgedessen ist Niemand zu Schaden gekommen. Der Sachverständige fand einige benachbarte Deckenteile mit 675 und 1180 kg/qm belastet und stellte nach den ihm gemachten Angaben fest, daß die gebrochene Decke mit 1080 kg/qm belastet gewesen war; das ist rund das achtfache der bei der Berechnung angenommenen Nutzlast. Der Bruch scheint bei einer Eisenspannung von 3170 kg/qcm eingetreten zu sein. Die statische Berechnung ist mangelhaft und unklar; sie nimmt alle Deckenfelder als gleichzeitig belastet an, anstatt mit beweglicher Last zu rechnen, dadurch ergeben sich die Deckenmomente um 28 % zu gering. Die Spannweite ist zu 3,8 m angenommen, während sie an der Bruchstelle tatsächlich 4 m betrug. Die Schubkräfte sind nicht berechnet. Bauzeichnungen waren nicht vorhanden, deshalb ließ sich die beabsichtigte Lage der Eisen nicht feststellen. Wo die Eisen durch Anschläge bloßgelegt wurden, lagen sie fehlerhaft; beispielsweise in den Decken. Diese waren als durchgehend berechnet, doch waren über den Stützen keine oberen Einlagen vorhanden.

Die unteren Zugeisen reichten z. T. nur ungenügend weit über das Auflager, z. T. hörten sie vor dem Auflager auf. An ihren Enden waren wohl Haken vorhanden, aber sie lagen flach. Ganz wahllos gelegt waren auch die Eisen, die sich in einem der Balken über der Stütze fanden. Das aus dem Zuggurt kommende Eisen reichte nur bis in die Schräge hinein, die abgebogenen Eisen genügten keineswegs. Außerdem waren die Eisen nur 26 mm stark, während sie nach der statischen Berechnung 30 mm stark sein sollten. Aus diesem Unfall erhellt so recht, wie wenig die besten Eisenbeton-Vorschriften nützen, wenn sie nicht befolgt werden; weiter sei aber auf einen Vorschlag hingewiesen, den der Sachverständige am Schlusse seines Gutachtens macht. Danach möge in allen Lagerräumen durch Zeichen an den Wänden deutlich angegeben werden, bis zu welcher Höhe der Raum mit der Nutzlast belegt werden darf. Hierdurch würde einer Überlastung gewiß in vielen Fällen vorgebeugt werden.

L.-M.

Eisenbeton im Kleinwohnungsbau. Zu der Veröffentlichung in No. 15 gestatte ich mir Folgendes zu bemerken: Seit Ende 1911 bin ich vorwiegend auf dem Gebiet des Kleinwohnungsbauwes tätig. Da ich bis in die jüngste Zeit noch praktische Ausführungen in Kleinwohnungsbauten gehabt habe, so sind mir die gewaltigen Preisveränderungen der einzelnen Arbeiten zur Genüge bekannt. Um nun ein genaues Bild der Gesamt-Kostensteigerung gegenüber Friedensbaukosten zu erhalten, habe ich nach einem durchgearbeiteten Entwurf für ein Vierfamilienhaus für Ende Juli ds. J. neue Preise angefordert. Das gleiche Haus wurde bereits in den Jahren vor Kriegsausbruch mehrfach erstellt und haben die gesamten Baukosten, einschl. aller Nebearbeiten, jedoch ohne Land- und Straßenbaukosten rd. 18000 Mark betragen. Nach den Ende Juli 1918 erhaltenen Preisen habe ich eine Gesamtsteigerung, auf die Schlußsumme der Baukosten bezogen, von rd. 250 % Zuschlag festgestellt. Auf Grund dieser genauesten Ermittlung halte ich es für ausgeschlossen, das in No. 15 unter Abbildung 1 gebrachte Haus zum Preis von 5500–6000 M. herzustellen. Schon wenn man die dortigen Zahlen prüft (4,5 · 6,25 · 8,2 · 25 bzw. 30 M.) ergeben sich 5777–6930 M., wobei noch zu berücksichtigen ist, daß für Nebenanlagen, wie Hof- und Wegebefestigung, Einfriedigung und dergl. noch Nichts berechnet ist. Bei einer Annahme, daß Rohbau und Ausbau im Frieden je die Hälfte der Baukosten betragen, würden bei einem Preis von 17 M. für 1 cbm umbauten Raum 8,5 M. für den Ausbau zu rechnen sein. Nach dem heutigen Stand käme ein Zuschlag von rd. 250 % hinzu, sodaß sich der Preis für Ausbau für 1 cbm umbauten Raumes auf 29,75 M. stellen würde. Demnach würde sich nur der Ausbau des Hauses nach Abb. 1 bei einfacher solider Ausstattung bereits auf über 6800 M. stellen.

Arch. Carl Kratzin, Klotzche bei Dresden.

Inhalt: Die Olapeyron'sche Gleichung als Grundlage der Rahmenberechnung. — Vermischtes. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
 Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.
 Buchdruckerei Gustav Schenck Nachf. P. M. Weber in Berlin.

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

15. Jahrgang 1918.

No 20.

Die Clapeyron'sche Gleichung als Grundlage der Rahmenberechnung.

Von Dipl.-Ing. Georg Ehlers in Charlottenburg. (Fortsetzung.)

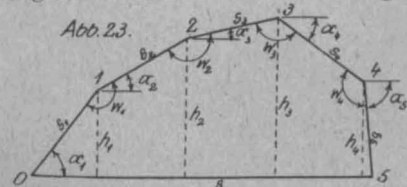
III. Die allgemeine Berechnung von Rahmen (ohne Voraussetzung unverschieblicher Knotenpunkte).



ine gegenseitige Verschiebung der Knotenpunkte äußert sich in der Momentengleichung nach Clapeyron darin, daß der Wert Δw nicht mehr gleich 0 ist. Es läßt sich jedoch zeigen, daß die verschiedenen Winkeländerungen eines Rahmens in einfachen Beziehungen zu einander stehen. Es sei dabei an das oben angegebene erinnert, wonach die Winkel, deren Änderungen betrachtet werden, zwischen den Verbindungslinien je zweier Knotenpunkte zu messen sind. Untersucht man daraufhin einen Rechteckrahmen (Abb. 22), so ist unmittelbar klar, daß, solange Längenänderungen der Stäbe ausgeschlossen sind, bei jeder möglichen Verschiebung der Knotenpunkte die Änderungen je zweier benachbarter Winkel einander entgegengesetzt gleich sind, d. h.

$$\begin{aligned} \Delta w_0 + \Delta w_1 &= 0; & \Delta w_1 + \Delta w_2 &= 0; \\ \Delta w_2 + \Delta w_3 &= 0; & \Delta w_3 + \Delta w_0 &= 0 \end{aligned}$$

Allgemein findet man für beliebige Rahmenformen die



Bezeichnung auf folgendem Wege. Es sei $s_0 - s_5$ in Abb. 23 ein beliebig gestalteter Rahmen mit den Knotenpunkten 0-5. Projiziert man sämtliche Stäbe auf

einen Stab, in der Abbildung s_0 , so ist

$$s_0 = s_1 \cdot \cos \alpha_1 + s_2 \cdot \cos \alpha_2 + s_3 \cdot \cos \alpha_3 + s_4 \cdot \cos \alpha_4 + s_5 \cdot \cos \alpha_5$$

Durch Differentiation findet man hieraus:

$$ds_0 = ds_1 \cdot \cos \alpha_1 + ds_2 \cdot \cos \alpha_2 + ds_3 \cdot \cos \alpha_3 + ds_4 \cdot \cos \alpha_4 + ds_5 \cdot \cos \alpha_5 - s_1 \cdot \sin \alpha_1 \cdot da_1 - s_2 \cdot \sin \alpha_2 \cdot da_2 - s_3 \cdot \sin \alpha_3 \cdot da_3 - s_4 \cdot \sin \alpha_4 \cdot da_4 - s_5 \cdot \sin \alpha_5 \cdot da_5$$

Nun ist:

$$\begin{aligned} s_1 \cdot \sin \alpha_1 &= h_1; & s_2 \cdot \sin \alpha_2 &= h_2 - h_1; \\ s_3 \cdot \sin \alpha_3 &= h_3 - h_2; & s_4 \cdot \sin \alpha_4 &= h_4 - h_3; \\ s_5 \cdot \sin \alpha_5 &= 0 - h_5; & \text{daher:} & \end{aligned}$$

$$ds_0 - \sum ds \cdot \cos \alpha = -[h_1(da_1 - da_2) + h_2(da_2 - da_3) + h_3(da_3 - da_4) + h_4(da_4 - da_5)]$$

$$\text{da } a_1 - a_2 = 2R - w_1 \text{ ist } (da_1 - da_2) = -dw_1$$

$$\text{da } a_2 - a_1 = 2R - w_2 \text{ ist } (da_2 - da_3) = -dw_2 \text{ usw.}$$

Daher:

$$ds_0 - \sum ds \cdot \cos \alpha = h_1 \cdot dw_1 + h_2 \cdot dw_2 + h_3 \cdot dw_3 + h_4 \cdot dw_4$$

Da die Winkeländerungen der Clapeyron'schen Gleichung

sehr kleine Größen sind, gilt das Abgeleitete auch von ihnen. $ds_0 - \sum ds \cdot \cos \alpha$ werde kurz mit Δl bezeichnet, da es eine von den Längenänderungen der Stäbe herrührende Verschiebung bezeichnet. Mit oben angeführter Bezeichnung $\Delta w = 6 EJ_C \cdot \delta w$ ist dann

$$6 EJ_C \Delta l = \sum \Delta w \cdot h$$

Wird nun, wie allgemein üblich, die Wirkung der Normalkräfte vernachlässigt, so erfahren die Stäbe keine Längenänderung; von Temperaturwirkungen sei vorläufig abgesehen. Dann ist $\Delta l = 0$ und obige Gleichung geht über in $\sum \Delta w \cdot h = 0$. Eine solche Gleichung läßt sich für die Projektion des Rahmens auf jeden seiner Stäbe — „über jedem Stabe“ — aufstellen. Es läßt sich jedoch leicht zeigen, daß aus geometrischen Gründen nur drei dieser Gleichungen unabhängig sind. Setzt man in sie die Werte Δw , ausgedrückt durch die Clapeyron'sche Momentengleichung ein, so erhält man die drei Elastizitätsgleichungen für den geschlossenen Rahmen. Besitzt der Rahmen ein Gelenk, so kann für den betreffenden Knotenpunkt die Momentengleichung nicht gebildet werden, und demgemäß kommt eine der Elastizitätsgleichungen in Fortfall. Die folgenden Beispiele werden das Gesagte deutlich machen.

Es werde zunächst betrachtet:

A. Der Rechteckrahmen und die aus ihm abgeleiteten Systeme.

Schon oben war darauf hingewiesen worden, daß für zwei benachbarte Winkel jedes Rechteckrahmens die Beziehung gilt $\Delta w_1 + \Delta w_2 = 0$. Das gleiche ergibt sich in der Tat auch aus der Beziehung (vgl. Abb. 23) $\sum \Delta w \cdot h = 0$, da für beide Knotenpunkte stets h gleich ist.

Aus $\Delta w_1 + \Delta w_2 = 0$ folgt; daß man durch Addition der beiden für die Eckpunkte 1 und 2 aufgestellten Clapeyron'schen Gleichungen eine Gleichung erhält, die von den Knotenpunktverschiebungen unabhängig ist.

Beispiel 9. Der einfache Rechteckrahmen (Abb. 24) erfährt bei unsymmetrischer Belastung Verschiebungen der Knotenpunkte.

Man addiert

$$\Delta w_B = 2M_B(h' + l') + M_C l' + k_r \cdot l'$$

und

$$\Delta w_C = M_B l' + 2M_C(h' + l') + k_l \cdot l'$$

zu:

$$1. \quad 0 = \Delta w_B + \Delta w_C = M_B(2h' + 3l') + M_C(2h' + 3l') + (k_r + k_l)l'$$

Außer dieser Momentengleichung müssen die Momente die allgemeinen Gleichgewichtsbedingungen erfüllen. Im

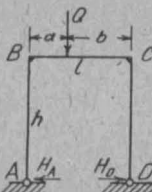


Abb. 24.

vorliegenden Fall muß, da keine äußere wagrechte Kraft wirkt, sein: $\Sigma H = 0$ oder

$$2. \frac{M_B}{h} - \frac{M_C}{h} = 0 \quad \text{d. h.} \quad M_B = M_C$$

Aus 1. und 2. erhält man sofort:

$$M_B = M_C = - \frac{(k_l + k_r) l'}{2(2h' + 3l')}$$

z. B. für eine Einzellast Q :

$$M_B = M_C = - \frac{\left(\frac{Qab(l+a)}{l^2} + \frac{Qab(l+b)}{l^2} \right) l'}{2(2h' + 3l')} = - \frac{3Qabl'}{2l(2h' + 3l')}$$

Der gleiche Rahmen sei durch wagrechte Belastung eines Pfostens (Abb. 25) beansprucht. Addiert man entsprechend $\Delta w_B + \Delta w_C = 0$ sofort die beiden Clapeyron'schen Gleichungen, so erhält man:

$$1. \left[2M_B \cdot (h' + l') + M_C \cdot l' + \frac{qh^2h'}{4} \right] + \left[M_B \cdot l' + 2M_C(h' + l') \right] = 0$$

Abb. 25.

oder vereinfacht:

$$(M_B + M_C)(2h' + 3l') = - \frac{qh^2h'}{4}$$

Gleichgewicht der wagrechten Kräfte erfordert:

$$\frac{M_B}{h} + \frac{qh}{2} - \frac{M_C}{h} = qh \quad \text{oder}$$

$$2. M_B - M_C = + \frac{qh^2}{2}. \quad \text{Aus diesen Gleichungen folgt:}$$

$$M_B = + \frac{qh^2(3h' + 6l')}{8(2h' + 3l')}, \quad M_C = - \frac{qh^2(5h' + 6l')}{8(2h' + 3l')}$$

Der gleiche Rahmen durch eine wagrechte Einzellast Q nach Abb. 26 beansprucht.

$$\Delta w_B + \Delta w_C = 0$$

ergibt, da die Werte k_r und k_l für alle Stäbe $= 0$ sind:

$$1. [2M_B(h' + l') + M_C l'] + [M_B l' + 2M_C(h' + l')] = 0$$

und wie oben

$$2. \frac{M_B}{h} - \frac{M_C}{h} = Q \quad \text{oder} \quad M_B - M_C = Qh.$$

Hieraus folgt das bekannte Ergebnis:

$$M_B = -M_C = \frac{Q \cdot h}{2}$$

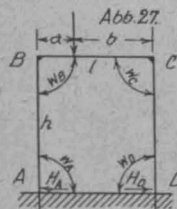


Abb. 26.

Beispiel 10. Der eingespannte Rechteckrahmen mit beliebiger Belastung (Abb. 27).

Entsprechend den Bedingungen:

$$\Delta w_A + \Delta w_B = 0;$$

$$\Delta w_B + \Delta w_C = 0;$$

$$\Delta w_C + \Delta w_D = 0$$

lauten die Elastizitätsgleichungen:

$$1. [2M_A \cdot h' + M_B \cdot h'] + [M_A \cdot h' + 2M_B \cdot (h' + l') + M_C \cdot l' + k_r \cdot l'] = 0$$

$$2. [M_A \cdot l' + 2M_B(h' + l') + M_C \cdot l' + k_r \cdot l'] + [M_B \cdot l' + 2M_C(h' + l') + M_D \cdot h' + k_l \cdot l'] = 0$$

$$3. [M_B \cdot l' + 2M_C(h' + l') + M_D \cdot l' + k_l \cdot l'] + [M_C \cdot h' + 2M_D \cdot h] = 0$$

oder vereinfacht:

$$1. 3M_A h' + M_B(3h' + 2l') + M_C l' = -k_r l'$$

$$2. M_A h' + M_B(2h' + 3l') + M_C(2h' + 3l') + M_D h' = -(k_r + k_l) l'$$

$$3. M_B l' + M_C(3h' + 2l') + 3M_D h' = -k_l l'$$

Zu diesen Gleichungen tritt wieder die Bedingung:

$$\Sigma H = 0, \quad \text{d. h.} \quad \frac{M_B - M_A}{h} - \frac{M_C - M_D}{h} = 0$$

oder:

$$4. M_B - M_A - M_C + M_D = 0$$

Der im folgenden eingeschlagene Rechnungsgang erweist sich namentlich bei umfangreicheren Systemen symmetrischen Aufbaues als vorteilhaft: Man bildet zwei Gleichungsgruppen, deren eine (I) nur die Summen, deren andere (II) nur die Differenzen je zweier symmetrisch gelegener Momente enthält.

Es ergeben Gleichung 1 und 3 addiert:

$$I \begin{cases} 3(M_A + M_D)h' + (M_B + M_C)(3h' + 3l') = -(k_r + k_l)l' \\ \text{dazu Gleichung 2.} \\ (M_A + M_D)h' + (M_B + M_C)(2h' + 3l') = -(k_r + k_l)l' \end{cases}$$

Hieraus:

$$M_B + M_D = - \frac{2(k_r + k_l)l'}{3h' + 6l'}; \quad M_A + M_D = + \frac{(k_r + k_l)l'}{3h' + 6l'}$$

Durch Subtraktion von 1 und 3 erhält man:

$$II \begin{cases} 3(M_A - M_D)h' + (M_B - M_C)(3h' + l') = -(k_r - k_l)l' \\ \text{hierzu Gleichung 4.} \\ (M_A - M_D) - (M_B - M_C) = 0 \text{ ergibt:} \end{cases}$$

$$(M_A - M_D) = (M_B - M_C) = \frac{(k_r - k_l)l'}{6h' + l'}$$

Aus den Endwerten beider Gruppen erhält man durch einfache Addition bzw. Subtraktion:

$$M_A = \frac{[k_r(3h' - 5l') + k_l(9h' + 7l')]l'}{6(h' + 2l')(6h' + l')} \quad \text{und}$$

$$M_B = - \frac{[k_r(15h' + 8l') + k_l(9h' - 4l')]l'}{6(h' + 2l')(6h' + l')}$$

(M_C und M_D unterscheiden sich von diesen Werten nur durch Vertauschung von k_l und k_r)

Durch Einsetzen bestimmter Werte von k_r und k_l erhält man die Momente für den betreffenden Belastungsfall. Für eine Einzellast, für die

$$k_r = \frac{Qab(l+a)}{l^2} \quad \text{und} \quad k_l = \frac{Qab(l+b)}{l^2} \quad \text{ist, ergibt sich:}$$

$$M_A = + \frac{Qabl'[l(5h' - l') + a(2h' + 4l')]}{2(h' + 2l')(6h' + l')} \quad \text{usw.}$$

In entsprechender Weise ist jeder andere Belastungsfall zu untersuchen.

Beispiel 11. Der Rahmen mit Konsolarmen nach Abb. 28 besitzt in den Punkten (GBC) und (DEH) dreistabige Knotenpunkte. Bei seiner Untersuchung ist darauf

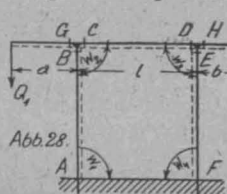


Abb. 28.

zu achten, daß gemäß der Ableitung der Gleichungen die Stäbe stets von Knotenpunkt zu Knotenpunkt rechnen, daher im Stab CD — für sich betrachtet — keine Momente durch einwirkende äußere Kräfte entstehen, und demgemäß auch für ihn $k_l = k_r = 0$ ist; die Berücksichtigung der Kragarme erfolgt lediglich durch die Gleichgewichtsbedingung für die Knotenpunkte in denen sie angreifen.

Es ergeben sich so die Gleichungen:

$$1. [2M_A \cdot h' + M_B \cdot h'] + [M_A \cdot h' + 2M_B \cdot h' + 2M_C \cdot l' + M_D \cdot l'] = 0$$

$$2. [M_A \cdot h' + 2M_B \cdot h' + 2M_C \cdot l' + M_D \cdot l'] + [M_C \cdot l' + 2M_D \cdot l' + 2M_E \cdot h' + M_F \cdot h'] = 0$$

$$3. [M_C \cdot l' + 2M_D \cdot l' + 2M_E \cdot h' + M_F \cdot h'] + [M_E \cdot h' + 2M_F \cdot h] = 0$$

Dazu treten die Gleichgewichtsbedingungen für die Knotenpunkte:

$$4. M_G + M_B = M_C, \quad \text{worin} \quad M_G = -Q_1 \cdot a, \quad \text{und}$$

$$5. M_D = M_E + M_H, \quad \text{worin} \quad M_H = -Q_2 \cdot b, \quad \text{und schließlich, wie bisher:} \quad \Sigma H = 0:$$

$$6. \frac{M_B - M_A}{h} - \frac{M_E - M_F}{h} = 0$$

Die Rechnung werde hier nicht weiter verfolgt, da sie ganz den bisherigen entspricht. Dagegen möge die Form der Elastizitätsgleichungen näher betrachtet werden. Gleichung 2 lautet vereinfacht:

$$M_A \cdot h' + 2M_B h' + 3M_C \cdot l' + 3M_D \cdot l' + 2M_E h' + M_F \cdot h = 0$$

oder auch

$$(M_A + M_F)h' + 2(M_B + M_E)h' + 3(M_C + M_D)l' = 0$$

Bemerkenswert ist der einfache Aufbau dieser Gleichung. Ihre linke Seite stellt die allgemeinste Form der Elastizitätsgleichung beim Rechteckrahmen dar, wenn auf der rechten Seite die der Belastung entsprechenden Werte k_l und k_r eingeführt werden.

Man sieht leicht, daß aus ihr alle abweichenden Formen durch besondere Bedingungen entstehen; ist z. B. $M_B = M_C$, $M_D = M_E$, d. h. fallen die Kragmomente fort, so lauten die betreffenden Glieder $M_B(2h' + 3l')$ und $M_D(2h' + 3l')$, eine Form die man in den vorhergehenden Beispielen wiederfindet. Ist der Rahmen nicht eingespannt,

sondern gelenkig gelagert, so ist $M_A = 0$, $M_F = 0$ und die betreffenden Glieder der Gleichung fallen fort. Berücksichtigt man so die verschiedenen Verhältnisse, so ist es leicht die Addition der Clapeyron'schen Gleichungen sofort ausgeführt zu denken und z. B. die Gleichungen 1 und 3 von vornherein zu schreiben:

$$1. \quad 3M_A \cdot h' + 3M_B \cdot h' + 2M_C \cdot l' + M_D \cdot l' = 0$$

$$3. \quad M_C \cdot l' + 2M_D \cdot l' + 3M_E \cdot h' + 3M_F \cdot h' = 0$$

Man vergewissert sich leicht, daß diese Gleichungen in der Tat den oben angesetzten entsprechen.

Es mögen daher für die Folge die „Rahmengleichungen“ gleich in dieser Form aufgestellt werden, wie sie sich

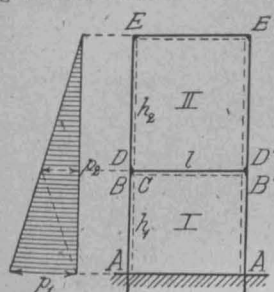


Abb. 29.

durch Addition je zweier Clapeyron'scher Gleichungen für aufeinanderfolgende Knotenpunkte ergibt.

Beispiel 12. Der zweifache Stockwerkrahmen nach Abb. 29 mit unsymmetrischer Belastung, sechsfach statisch unbestimmt. Beachtet man das bei Beispiel 11 Ausgeführte, so kann man die „Rahmengleichungen“ bei der dargestellten Belastung sofort schreiben:

Für Rahmen I:

$$1. \quad 3M_A \cdot h_1' + 3M_B \cdot h_1' + 2M_C \cdot l' + M_D \cdot l' = -\frac{2}{15} p_1 h_1^2 h_1' - \frac{7}{60} p_1 h_1^2 h_1' - \frac{7}{60} p_2 h_1^2 h_1' - \frac{2}{15} p_2 h_1^2 h_1'$$

$$2. \quad 3M_A \cdot h_1' + 3M_B \cdot h_1' + 2M_C \cdot l' + M_D \cdot l' = 0$$

$$3. \quad M_A \cdot h_1' + 2M_B \cdot h_1' + 3M_C \cdot l' + 3M_D \cdot l' + 2M_E \cdot h_1' + M_A' \cdot h_1' = -\frac{7}{60} p_1 h_1^2 h_1' - \frac{2}{15} p_2 h_1^2 h_1'$$

Für Rahmen II:

$$4. \quad -M_C \cdot l' - 2M_D \cdot l' + 3M_E \cdot h_2' + M_E(3h_2' + 2l') + M_E' \cdot l' = -\frac{2}{15} p_2 h_2^2 h_2' - \frac{7}{60} p_2 h_2^2 h_2'$$

$$5. \quad -M_C \cdot l' - 2M_D \cdot l' + 3M_E \cdot h_2' + M_E(3h_2' + 2l') + M_E' \cdot l' = 0$$

$$6. \quad M_D \cdot h_2' + M_E(2h_2' + 3l') + M_E'(2h_2' + 3l') + M_D' \cdot h_2' = -\frac{7}{60} p_2 h_2^2 h_2'$$

Dazu die Gleichgewichtsbedingungen für die dreiständigen Knotenpunkte

$$7. \quad M_B = M_C + M_D; \quad 8. \quad M_B' = M_C' + M_D'$$

und die Gleichgewichtsbedingungen für die wagrechten Kräfte in beiden Rahmen:

$$H_A - H_A' = \frac{p_1(h_1 + h_2)}{2}, \text{ d. h.}$$

$$9. \quad \frac{M_B - M_A}{h_1} + \frac{p_1 \cdot h_1}{2} \cdot \frac{2}{3} + \frac{p_2 \cdot h_1}{2} \cdot \frac{1}{3} - \frac{M_B' - M_A'}{h_1} = \frac{p_1(h_1 + h_2)}{2}$$

und $H_D - H_D' = \frac{p_2 \cdot h_2}{2}, \text{ d. h.}$

$$10. \quad \frac{M_E - M_D}{h_2} + \frac{p_2 \cdot h_2}{2} \cdot \frac{2}{3} - \frac{M_E' - M_D'}{h_2} = \frac{p_2 \cdot h_2}{2}$$

Die Auflösung dieser 10 Gleichungen für die 10 Unbekannten M_A bis M_E und M_A' bis M_E' erfolgt zweckmäßig auf dem in Beispiel 10 angegebenen Weg; es ergeben sich die Gleichungen für $M_A + M_A'$ usw. durch Addition von 1 u. 2, 4 u. 5, 7 u. 8 in Verbindung mit 3 und 6, für $M_A - M_A'$ durch Subtraktion von 1 u. 2, 4 u. 5, 7 u. 8 in Verbindung mit 9 und 10.

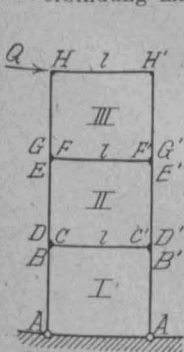


Abb. 30.

Beispiel 13. Dreifacher Stockwerkrahmen mit Fußgelenken, beansprucht durch eine wagrechte Einzelast Q (Abb. 30). Es ist ohne weiteres ersichtlich, daß die Momente im System entgegengesetzt symmetrisch verteilt sein müssen, dergestalt, daß $M_B' = -M_B$ usw. Ein Ansatz sämtlicher Gleichungen wie bei Beispiel 12 würde den Beweis dafür erbringen. Ist aber einmal bekannt, daß diese Art der Symmetrie besteht, so bleiben nur die Gleichungen aufzustellen, die nicht durch die Symmetrie erfüllt werden. Sie lauten (bei durchweg gleichem Trägheitsmoment) für Rahmen II:

$$1. \quad -M_C \cdot l - 2M_D \cdot l + 3M_E \cdot h + 3M_F \cdot h + 2M_F \cdot l + M_F' \cdot l = 0$$

und für Rahmen III:

$$2. \quad -M_F' \cdot l - 2M_F \cdot l + 3M_G \cdot h + M_H(3h + 2l) + M_H' \cdot l = 0$$

Ferner ist:

$$3. \quad M_B = M_C + M_D \quad 4. \quad M_E = M_F + M_G$$

und in jedem Rahmenviereck muß $\Sigma H = 0$ sein, also

$$5. \quad \frac{M_B}{h} - \frac{M_B'}{h} = Q \quad 6. \quad \frac{M_D - M_E}{h} - \frac{M_D' - M_E'}{h} = Q$$

$$7. \quad \frac{M_H - M_G}{h} - \frac{M_H' - M_G'}{h} = Q$$

Mit Berücksichtigung von $M_B = -M_B'$ usw. gehen die Gleichungen über in

$$1. \quad -M_C \cdot l + 3M_D \cdot h + 3M_E \cdot h + M_F \cdot l = 0$$

$$2. \quad -M_F \cdot l + 3M_G \cdot h + M_H(3h + l) = 0$$

$$3. \quad M_B = M_C + M_D; \quad 4. \quad M_E = M_F + M_G$$

$$5. \quad 2M_B = Qh; \quad 6. \quad 2(M_E - M_D) = Qh$$

$$7. \quad 2(M_H - M_G) = Qh$$

Die Ausrechnung ergibt das einfache Resultat:

$$M_B = +\frac{Q \cdot h}{2}; \quad M_C = +\frac{Q \cdot h}{2} \cdot \frac{9h + l}{6h + l}$$

$$M_D = -\frac{Q \cdot h}{2} \cdot \frac{3h}{6h + l}; \quad M_E = +\frac{Q \cdot h}{2} \cdot \frac{3h + l}{6h + l}$$

$$M_F = -\frac{Q \cdot h}{2}; \quad M_G = -\frac{Q \cdot h}{2} \cdot \frac{3h}{6h + l}$$

$$M_H = +\frac{Q \cdot h}{2} \cdot \frac{3h + l}{6h + l}$$

Beispiel 14.

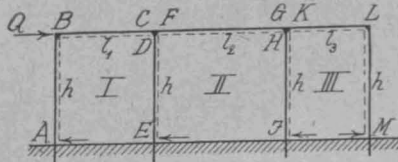


Abb. 31.

Der mehrstielige eingespannte Rahmen (Kontinuierlicher Träger auf elastisch drehbaren Stützen), beansprucht durch eine wagrechte Kraft Q (Abb. 31).

Die Aufstellung der Gleichungen bietet keine neuen Gesichtspunkte:

Für das Rahmenviereck I:

$$1. \quad 3M_A \cdot h' + M_B(3h' + 2l') + M_C \cdot l' = 0$$

$$2. \quad M_A \cdot h' + M_B(2h' + 3l') + 3M_C \cdot l' - 2M_D \cdot h' - M_E \cdot h' = 0$$

$$3. \quad M_B \cdot l' + 2M_C \cdot l' - 3M_D \cdot h' - 3M_E \cdot h' = 0$$

Für das Rahmenviereck II:

$$4. \quad 3M_E \cdot h' + 3M_D \cdot h' + 2M_F \cdot l' + M_G \cdot l' = 0$$

$$5. \quad M_E \cdot h' + 2M_D \cdot h' + 3M_F \cdot l' + 3M_G \cdot l' - 2M_H \cdot h' - M_J \cdot h' = 0$$

$$6. \quad M_F \cdot l' + 2M_G \cdot l' - 3M_H \cdot h' - 3M_J \cdot h' = 0$$

usw. für das Rahmenviereck III die entsprechenden Gleichungen 7, 8, 9.

Dazu die Knotenpunkts-Gleichungen:

$$10. \quad M_C + M_D = M_F; \quad 11. \quad M_G + M_H = M_A$$

und $\Sigma H = 0$ d. h.

$$12. \quad \frac{(M_B - M_A)}{h} + \frac{(M_D - M_E)}{h} + \frac{(M_H - M_J)}{h} - \frac{(M_L - M_M)}{h} = Q$$

Genau entsprechende Gleichungen zur Bestimmung der 12 Unbekannten M_A bis M_M ergeben sich auch für jeden beliebigen Belastungsfall, wenn man etwaige Werte k_r und k_l für die einzelnen Stäbe wie oben gezeigt in die Gleichungen einführt.

Beispiel 15.

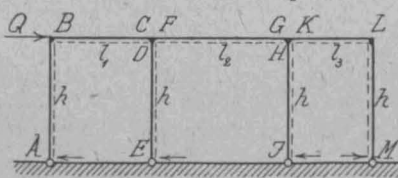


Abb. 32.

Der mehrstielige Rahmen mit Fußgelenken nach Abb. 32.

In entsprechender Weise wie oben lassen sich die Rahmen-Gleichungen aufstellen:

$$\begin{aligned} 1a. & M_B(2h' + 3l'_1) + 3M_C \cdot l'_1 - 2M_D \cdot h' = 0 \\ 2a. & 2M_D \cdot h' + 3M_F \cdot l'_2 + 3M_G \cdot l'_2 - 2M_H \cdot h' = 0 \\ 3a. & 2M_H \cdot h' + 3M_K \cdot l'_3 + M_L(3l'_3 + 2h') = 0 \end{aligned}$$

Da das System fünffach statisch unbestimmt ist, sind zwei weitere Elastizitäts-Gleichungen erforderlich, die sich als Rahmen-Gleichungen nicht ohne weiteres aufstellen lassen. Da jedoch die Punkte B, (CF) und G keine gegenseitige Verschiebung erfahren — eine Betrachtung der Winkeländerungen zeigt sofort, daß Δw_{BCFG} bei jeder Verschiebung = 0 ist — so kann für sie und ebenso für F, (GK) und L die einfache Viermomentengleichung aufgestellt werden.

$$\begin{aligned} 4a. & M_B \cdot l'_1 + 2M_C \cdot l'_1 + 2M_F \cdot l'_2 + M_G \cdot l'_2 = 0 \\ 5a. & M_F \cdot l'_2 + 2M_G \cdot l'_2 + 2M_K \cdot l'_3 + M_L \cdot l'_3 = 0 \end{aligned}$$

Weitere Gleichgewichtsbedingungen sind wie bei Beispiel 14

$$\begin{aligned} 6a. & M_C + M_D = M_F; \quad 7a. & M_G + M_H = M_K \text{ und} \\ 8a. & \frac{M_B}{h} + \frac{M_D}{h} + \frac{M_H}{h} - \frac{M_L}{h} = Q \end{aligned}$$

(Bem. Die Gleichungen 4a u. 5a sind nur scheinbar bei Beispiel 14 nicht benutzt; denn addiert man 3 u. 4, so ergibt sich 4a, desgl. aus 6 u. 7, die Gl. 5a.) — (Schluß folgt.)

Literatur.

Deutscher Ausschuß für Eisenbeton. Heft 42. Schwindung von Zementmörteln an der Luft. II. Bericht über Versuche im kgl. Mat.-Prüf.-Amt Berlin-Lichterfelde, erstattet von Geh. Reg.-Rat Prof. Dr.-Ing. M. Gary, Abt.-Vorst. daselbst. Berlin 1916. Verlag Wilh. Ernst & Sohn. Pr. geh. 4,40 M. —

Die hier mitgeteilten Versuche bilden in ihren Ergebnissen einen weiteren Schritt zur Klärung der für Beton- und Eisenbetonbauten wichtigen Frage, inwieweit durch entsprechende Auswahl der Zemente und Sande, sowie durch geeignete Mischung und Behandlung des Betons stärkeren Schwindungen des an der Luft erhärteten Betons begegnet werden kann, auf welche ein größerer Teil der in diesen Bauten auftretenden Risse wohl mit Recht zurückgeführt wird. Die ersten Vorversuche, deren Ergebnisse in Heft 35 der Veröffentlichungen des deutschen Ausschusses mitgeteilt worden sind (vergl. auch „Mitteilungen“ 1915 S. 144) bezweckten zunächst, die Schwindungsverhältnisse von Zementen verschiedenen Ursprunges festzustellen, um Klarheit für die zu den Hauptversuchen auszuwählenden Zemente zu gewinnen, außerdem wurden gleichzeitig Versuche mit verschiedenen Sanden durchgeführt und mit fetten und mageren Mischungen. Diese Vorversuche ließen erkennen, daß alle drei Faktoren auf das Schwinden von Einfluß sind und daß längeres Feuchthalten der Körper die Schwindung aufhält.

Die neuen Versuche sollten nun weitere Aufklärung bringen über die Beeinflussung des Schwindens weicher Mörtel durch die Art der Aufbereitung des Zementes und durch die Beschaffenheit des Zuschlagmaterials und zwar sowohl nach der mineralogischen Zusammensetzung des Sandes, wie nach der Dichtigkeit des Haufwerkes. Die Schwindungen sollten an Probestäbchen mit dem Bauschinger'schen Tastapparat nach 24 Stunden, 3, 7, 28 und 90 Tagen Erhärtung an der Luft (davon im Allgemeinen die ersten 3 Tage unter feuchten Tüchern) gemessen werden. Da die Vorversuche i. Allg. ein Höchstmaß der Schwindungen nach 3 Monaten ergeben haben, wurden aber, da eine Reihe von Körpern hier noch keinen Abschluß der Bewegung zeigten, z. T. auch nach 6 Monaten die Schwindungen noch ermittelt.

Als Bindemittel wurde Portlandzement aus dem Schachtofen aus Klinkern, aus denen bereits der Schwachbrand durch Aussuchen größtenteils entfernt bzw. in denen es durch Zusatz von 10 % Schwachbrand noch vermehrt war (da man im Schwachbrand nach den Vorversuchen die Quelle der stärkeren Schwindung vermutete), ferner Portlandzement aus dem Drehrohrofen, Eisenportlandzement und Hochofenzement verwendet, die aus den Klinkern mit den üblichen Zusätzen im Laboratorium fertig gestellt wurden, um Zemente möglichst gleicher Mischung und Mahlung (der Hochofenzement wurde allerdings wie üblich feiner gemahlen) zu den Versuchen zu verwenden, da auch diese Eigenschaften die Schwindung beeinflussen müssen.

Als Sande kamen Freienwalder Rohsand, Isarsand und Rheinsand bestimmter Körnung zur Verwendung, also ein fast reiner Quarzsand, ein vorwiegend aus Kalksteintrümmern bestehender (der nach den Vorversuchen die Schwindung begünstigt) und ein aus gemischtem Gestein gebildeter Sand. Bei dem an sich schon besonders feinen Rheinsand wurde noch der Versuch einer besonderen Verdichtung durch Zusatz von weiterem Feinen, sowie einer Entfeinung gemacht. Die Bindemittel wurden mit den Sanden einmal im Verhältnis 1:5, das andere Mal in solchem Verhältnis gemischt, daß die Hohlräume des Sandes gerade noch vom Bindemittel ausgefüllt wurden. (Bei den Vorversuchen ergab sich ein Mindestmaß der Schwindung, wenn die Hohlräume durch das Bindemittel nicht mehr ganz ausgefüllt wurden.)

In einige der Probestäbchen wurden auch Eisenstäbchen eingelegt.

Die Untersuchungen, deren Ergebnis in der Veröffent-

lichung in zahlreichen Tabellen und Schaubildern niedergelegt sind, bestätigen i. Allg. zunächst die früheren Erfahrungen, namentlich auch die Ergebnisse der ersten Vorversuche, daß nämlich alle Zementmörtel an der Luft um so stärker schwinden, je fetter die Mischung ist. Das Höchstmaß der Schwindung wurde aber entgegen den Vorversuchen nur bei den mageren Mischungen schon nach etwa 3 Monaten erreicht, während sie sich bei den fetteren bis 6 Monate und darüber fortsetzten. Das Mindestmaß wird, wie schon beobachtet, erreicht, wenn die Mischung so mager ist, daß die Hohlräume des Sandes nicht mehr ausgefüllt werden. Die mittlere Schwindung betrug bei den mageren Mischungen 1:5 bis zu 6 Monaten Alter i. M. 0,42 — 0,58 mm, bei der fetteren und dichten Mischung 0,78 — 1,02 mm auf 1 m Baulänge. Diese letzteren Schwindungen bezeichnet der Bericht als die größten, die praktisch überhaupt möglich sind, weil die fetten Mischungen die größtmögliche Dichte der einzelnen Mörtel aufweisen, d. h. soviel Zement enthalten, als die Sande in sich überhaupt aufnehmen können. Das Maß der Schwindung wechselt, je nachdem die Körper längere oder kürzere Zeit nach dem Entformen feucht gehalten werden. Die Art des Sandes macht sich beträchtlich stärker geltend bei der mageren Mischung als bei der fetten. Die charakteristische Neigung der Zemente zum Schwinden wird durch den Sandzusatz zwar beträchtlich vermindert, bleibt aber namentlich in den dichten Mischungen noch deutlich erkennbar. Als neue Beobachtung tritt hinzu, daß die Aufbereitung der Zemente tatsächlich von wesentlichem Einfluß auf die Schwindneigung ist. Der Zement mit der größten Menge Schwachbrand weist auch die größte Schwindung auf. Der Drehrohrofen-Zement mit den meisten scharf gebrannten Klinkern erleidet sowohl in fetter wie in magerer Mischung die geringste Schwindung. Im übrigen ergeben durchgeführte Nebenversuche, daß die Schwindung um so geringer wird, je länger der Zement vor seiner Verarbeitung gelagert hat. Die Versuche verschärfen ferner den schon bei den Vorversuchen gewonnenen Eindruck, daß bei dem Einfluß der Sande auf das Schwinden sowohl die mineralogische Zusammensetzung, wie die Dichte des Haufwerkes eine bedeutsame Rolle spielen. Sande von stark Wasser aufsaugenden Eigenschaften (z. B. Isarsand) ergaben stärkere Schwinderscheinungen als solche mit geringerer Wasseraufnahme (Quarzsand). Andererseits lockern sich aber sehr dicht gelagerte Sande mit viel Feinem (z. B. Rheinsand) durch das Eindringen des Wassers in die feinsten Zwischenräume erheblich auf und schwinden dann später wieder beim Austrocknen. Es sind also beide Umstände bei der Auswahl des Sandes zu berücksichtigen. Durch Entfernen des feinsten Staubes, durch Waschen und Absieben läßt sich ein an sich ungeeigneter Sand also bezüglich der Schwindung verbessern.

Die Eiseneinlagen halten, wie nicht anders zu erwarten, die Schwindung beträchtlich auf; die Probekörper mit solchen zeigten durchweg nach 28 Tagen das Höchstmaß der Schwindung.

Der Bericht betrachtet die Vorversuche hiermit als abgeschlossen und kommt zu dem Ergebnis, daß die Verwendung scharf gebrannter, nicht übertrieben feingemahlener Zemente und nicht zu dichten, wenig Wasser aufsaugenden Sandes bei unlichst langer Feuchthaltung geeignet erscheint, die Schwindung der in der Praxis üblichen Mörtel und damit auch des Betons auf ein Mindestmaß herabzudrücken. Ein erfolgreiches Mittel auch bei fetten Mischungen gegen das Auftreten von Schwindrissen ist ferner das Einlegen von Eisen. — Fr. E.

Inhalt: Die Clapeyron'sche Gleichung als Grundlage der Rahmenberechnung. (Fortsetzung.) — Literatur. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachf. P. M. Weber in Berlin.

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

15. Jahrgang 1918.

№ 21.

Die Bauten der „Königsberger Speicher-Aktien-Gesellschaft“ am Hafenbecken IV des neuen Industrie- und Handelshafens in Königsberg i. Pr.

Von Stadtbaurat Kutschke in Königsberg i. Pr.¹⁾



Bei dem Neubau des Königsberger Handels- und Industriehafens wird der Kaibahnhof, welcher auf dem linken Pregelufer unterhalb der Stadt liegt, durch die 3 Becken des neuen Handelshafens durchschnitten und muß infolgedessen beseitigt werden. Die Anlagen des Kaibahnhofes, welche in der Mitte des vorigen

Jahrhunderts für den Handel mit russischem Getreide errichtet wurden, sind auch so unzureichend, daß sie doch alsbald einer gründlichen Umgestaltung hätten unterzogen werden müssen²⁾.

Die Ausführung des neuen Handels- und Industriehafens, dessen Plan Abbild. 1, S. 127 darstellt, ist so gedacht, daß zunächst das Hafenbecken IV des Industriehafens betriebsfertig hergestellt wird, und daß an ihm auch gleichzeitig die Ersatz-Anlagen für den Kaibahnhof geschaffen werden und daß dann die Becken I und II des Handelshafens zur Ausführung gelangen. Der Ausbau des Beckens III im Handelshafen und des Beckens V im Industriehafen ist in das Programm des

¹⁾ Anmerkung der Redaktion. Der Aufsatz war bereits im Herbst 1916 zur Veröffentlichung vorgesehen, mußte aber aus militärischen Gründen zurückgestellt werden. Im übrigen sind auch die Arbeiten infolge des Krieges zunächst stark verzögert und dann ganz eingestellt worden. — ²⁾ Vergl. auch die Ausführungen im Jahrg. 1915, der „Deutsch. Bauztg.“ S. 337 ff.

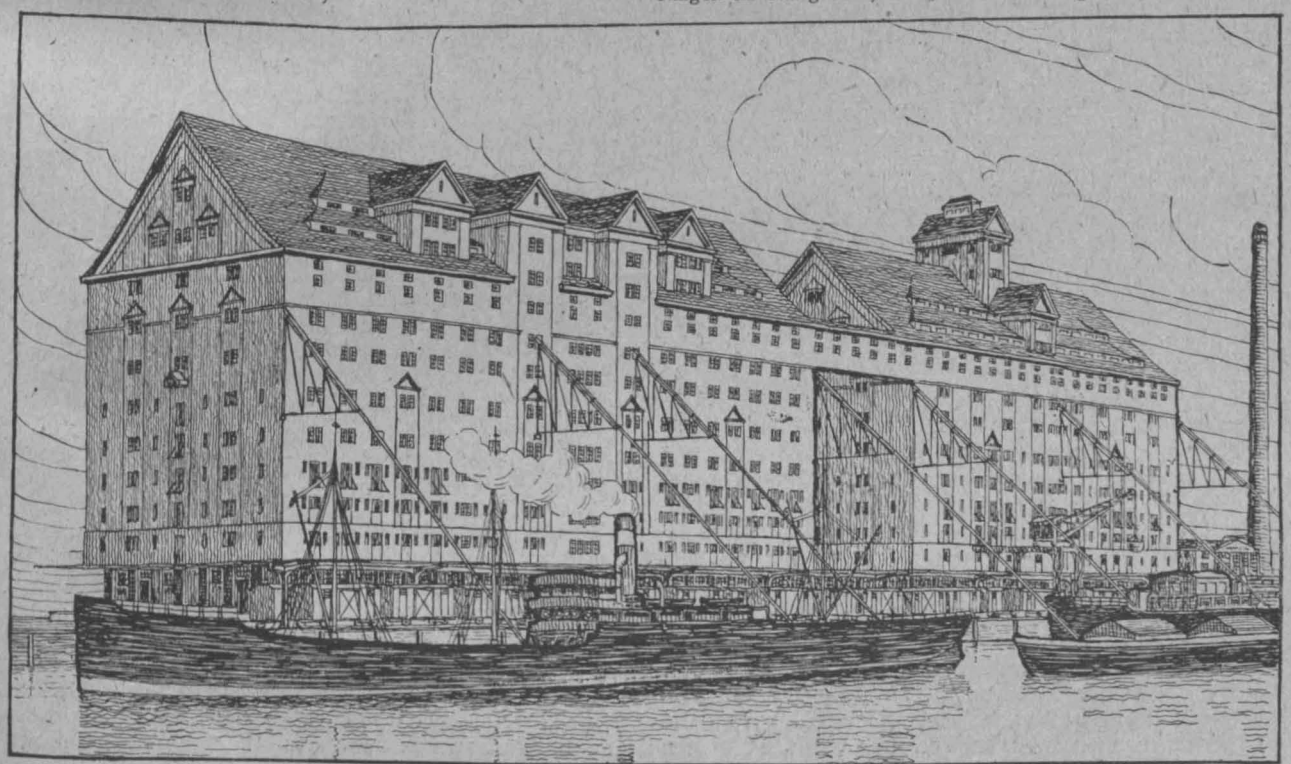


Abbildung 2. Schaubild der Speicheranlagen am Hafenbecken IV des neuen Hafens.

ersten Ausbaues nicht aufgenommen, sondern bleibt für spätere Erweiterungen vorbehalten. Durch diese Anordnung in der Bauausführung, die sich durch eine Reihe von Jahren erstrecken wird, bleibt der jetzige Kaibahnhof in seinem ganzen Umfange während der Bauausführung des Hafenbeckens IV dem Handel erhalten und kommt erst zum Abbruch, wenn die erforderlichen Ersatz-Anlagen betriebsfertig sind.

Von diesen Anlagen sind die Getreidespeicher am Hafenbecken IV mit ihren Neben-Anlagen die wichtigsten. Zunächst sollen 2 große Speichergebäude errichtet werden, vor denen sich eine Kaimauer von 400^m Länge hinzieht. Da die Speicher mit maschinellen Förder-Anlagen und einer Trocknungs-Anlage auszustatten sind, ist zur Erhaltung billigen Stromes und im Interesse der Unabhängigkeit die Errichtung eines eigenen Kraftwerkes geplant, das auch den Dampf für die Trocknungs-Anlage hergeben soll.

Zur Errichtung und zum Betriebe dieser Speicher und der Neben-Anlagen ist die „Königsberger Speicher-Aktien-Gesellschaft“ am Hafenbecken IV gegründet worden, welche das erforderliche Grundstück von der Stadt erworben hat. Auf die Möglichkeit einer späteren Erweiterung der Anlagen ist entsprechende Rücksicht genommen worden.

Die Anlagekosten einschließlich eines Betriebs-Kapitales sind auf 4,5 Mill. M. geschätzt worden, wovon 2 Mill. M. als Aktienkapital aufgebracht wurden, während 2,5 Mill. M. als Hypotheken zu decken sind.

Die zunächst auszuführenden Bauten der Königsberger Speicher-A.-G. bestehen aus den beiden in ihrer Tragkonstruktion ganz in Eisenbeton zu erstellenden Getreidespeichern, von denen der eine zur Aufnahme sogenannter Zwang-Einlagerungen und anderer Güter dienen soll, während der andere als Gruppenspeicher vier zusammen gebaute Einzelspeicher umfaßt, ferner aus dem Kraftwerk und aus den zum Betrieb der Speicher und des Kraftwerkes erforderlichen Neben-Anlagen. Die beiden Speicher sind in Höhe des 8. Obergeschosses durch eine auf der Wasserseite angeordnete Brücke mit Verbindungsband miteinander verbunden. Die Gesamt-Erscheinung gibt das Schaubild, Abbildung 2, S. 125, nach dem Entwurf wieder.

Der Zwangs-Einlagerungsspeicher, den die Abbildungen 3—8, S. 127—129, in seiner Gesamtanlage darstellen, ist in 3 Teile geteilt. Der mittlere schmale Teil dient als Maschinenhaus, das die Elevatoren, Wiegevorrichtungen, Bearbeitungs-Maschinen und die Getreidetrocknerei aufnimmt. Die beiden einander gleichen Seitenteile sind die eigentlichen Lagerspeicher. Das Treppenhaus liegt auf der Wasserseite im Maschinenhaus.

Das zur Einlagerung kommende Getreide muß nach einzelnen Wagenladungen getrennt eingelagert werden können. Der Wageninhalt schwankt zwischen 8^t und 20^t und hält sich meistens zwischen 12^t und 16^t. Die Einzelräume sind so bemessen, daß sie bei größter Schütthöhe von 1,9^m 20^t Schwergetreide von 800 kg/cbm Gewicht aufzunehmen vermögen, entsprechend der zulässigen Deckenbelastung von 1,5 t/qm. Bei der gleichen Schütthöhe von 1,9^m wird die Aufnahmefähigkeit jeder Zelle für Getreide von 725 kg/cbm mittlerem Gewicht rd. 18^t betragen. Im Uebrigen können durch Fortnahme der Trennwände auch größere Mengen zusammengelagert werden. Die Abteilungen erhalten quadratischen Grundriß. Unter Berücksichtigung des Raumes, der durch das Rohrsystem, die Trennwände und Säulen verloren geht, beträgt die Seitenlänge des Quadrates von Mitte zu Mitte Säule 3,7^m.

Einige Abteilungen erhalten infolge der notwendigen Quergänge, mit deren Hilfe jede Abteilung zur Besichtigung und Probeziehung erreicht werden kann, kleineren Fassungsraum, können aber bei größter Schütthöhe immerhin noch rd. 15^t aufnehmen.

Die Tiefe des Speichers ist zu 7 Abteilungen und 2 äußeren Längsgängen angenommen und wird dann 29,80^m ausmachen, was im Vergleich zu ausgeführten Speicheranlagen zwar als reichlich, aber nicht zu groß angesehen werden kann.

Damit ein Teil des Speichers gegebenenfalls auch zur Lagerung von Stapel- oder Stückgütern verwendet werden kann, sind das Erdgeschoß und die 5 unteren Obergeschosse mit ebenen Böden ausgestattet, während die darüber liegenden 3 vollen Geschosse und das in den Dachraum eingebaute Teilgeschoß Trichterböden erhalten haben, also ausschließlich für Getreidelagerung bestimmt sind. Das Erdgeschoß dient zur Lagerung des Getreides in Säcken und zur Abfertigung des abgesackten Gutes. Es erhält eine Höhe von 4,50^m. Die größte Stapelhöhe soll hier 2,5^m betragen, entsprechend einer zulässigen Belastung von 2 t/qm. Die vier folgenden Obergeschosse mit ebenen Böden erhalten je 3^m Höhe. Bei dem fünften Obergeschoß, das ebenen Boden, aber an der Decke die Trichterböden des sechsten Obergeschosses hat, ist eine Höhe von 4^m, bei den folgenden mit Trichterböden ausgestatteten Obergeschossen eine Höhe von je 3,70^m erforderlich.

Der ganze Speicher ist unterkellert. Da das vorhandene Gelände niedrig liegt und außerdem wegen der Fäulnisgrenze eine tiefe Lage der Fundamentplatte bedingt wird, so ist die Unterkellerung ohne wesentliche Mehrkosten ausführbar.

Die Höhe des Speichers beträgt von Schienenoberkante gemessen bis zur Traufkante rd. 30^m, bis zum Dachfirst rd. 45^m. Über das Dach hinaus erhebt sich in der Mitte des Speichers der Elevatorurm, der eine Höhe von rd. 54^m über Schienen-Oberkante erreicht. Das Treppenhaus ist giebelartig über die Dachfläche hinausgezogen.

Die Gesamtlänge des Speichers beträgt 69,60^m und verteilt sich mit 6,50^m auf das Maschinenhaus und je 31,55^m auf die beiden seitlichen Lagerspeicher.

Der Speicher ruht auf hölzernem Pfahlrost, über den eine durchgehende Fundamentplatte aus Beton gestreckt ist. Auf der Fundamentplatte stehen Eisenbetonsäulen, deren gegenseitiger Achsabstand in den beiden Lagerhäusern 3,70^m und im Maschinenhaus in der Längsrichtung 6,50^m beträgt. Die Betonsäulen sind durch Eisenbetonböden verbunden. Die in den Obergeschossen um den Speicher herumführenden Gänge sind ausgekragt. Die Felder der Außenwände sind ausgemauert, die Wände zwischen dem Maschinenhaus und den Lagerhäusern als Brandmauern ausgeführt. Das vorgesehene Treppenhaus ist durch massiv hochgeführte Umfassungswände von den Lagerräumen bzw. dem Maschinenhaus getrennt. In der Mitte jeder Giebelseite befindet sich in jedem Geschoß ein Feuerbalkon mit eisernen Leitern. Die Dachkonstruktion ist in Eisenbeton beabsichtigt.

Bei den gewählten Abmessungen ist der Speicher instande, 18 575^t Getreide von 725 kg/cbm Gewicht aufzunehmen. Bei der Berechnung der Aufnahmefähigkeit ist das Kellergeschoß außer Ansatz gelassen, da in ihm Getreide im Allgemeinen nicht gelagert wird. Beim Erdgeschoß ist angenommen, daß rd. 1/3 der Fläche für Gänge, Karrbahnen und zur Erledigung des Absäckens frei bleiben muß, und das im übrigen eine 2,5^m hohe Stapelung des gesackten Getreides stattfinden kann. Bei den Obergeschossen ist für die Aufnahmefähigkeit eine Schütthöhe von 1,9^m in Ansatz gebracht.

Für die Entladung der mit Getreide ankommenden Eisenbahnwagen sind 4 Annahmestellen vorgesehen.

Die Wagenladung wird durch Schüttrichter auf Annahmebänder geschüttet, von denen 2 unter der landseitigen Ladebühne und 2 zwischen den wasserseitigen Gleisen laufen. Von den 16 vorgesehenen Schüttrichtern sind 12 mit Vorbehältern versehen, welche je eine volle Wagenladung bis zu 20^t aufnehmen können und daher eine schnelle Entladung der Wagen ermöglichen. Die Einschüttöffnungen sind mit Schutzdächern überdacht. Durch die Annahmebänder und beigeordneten Querbänder wird das Getreide zu dem zugehörigen Annahme-Elevator geführt und nach der zugehörigen Empfangswage mit vorgeschaltetem Vorbehälter gehoben. Zu jeder Annahmestelle gehört eine Empfangswage. Von der Empfangswage gelangt das Getreide in einen der Hauptelevatoren, wird auf das Dachgeschoß gehoben, gelangt durch den dort an-

geordneten Verteiler auf eines der 4 vorgesehenen Längsbänder, und wird dann mittels eines verschiebbaren Abwurfwagens durch das Fallrohrsystem in die betreffende Lagerabteilung geschüttet.

Für die Einnahme des Getreides vom Schiff in den Speicher dient ein vorgesehener Portaldrehkran,

Ein Umspeicherung des Getreides nach einer senkrecht darunter liegenden leeren Abteilung eines anderen Geschosses ist ohne weiteres durch das betreffende Fallrohr möglich. Wird eine Umspeicherung nach anderen Abteilungen notwendig, so dienen hierzu die 6 unter der Decke des Erdgeschosses angeordneten Längs-

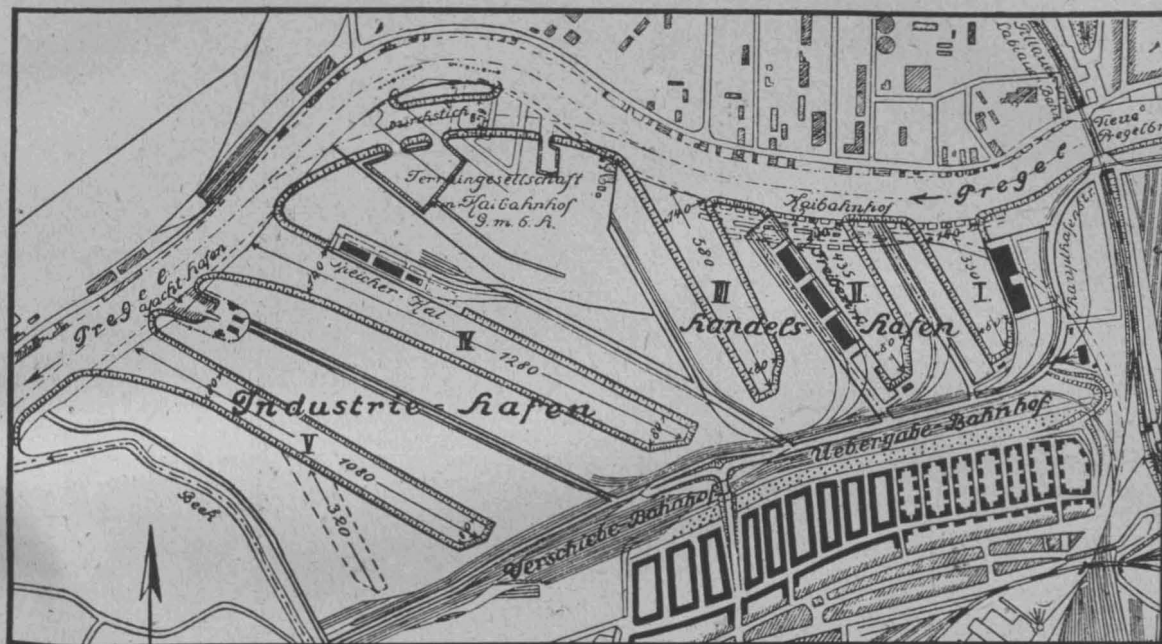


Abbildung 1. Lageplan des neuen Industrie- und Handelshafens in Königsberg i. Pr.

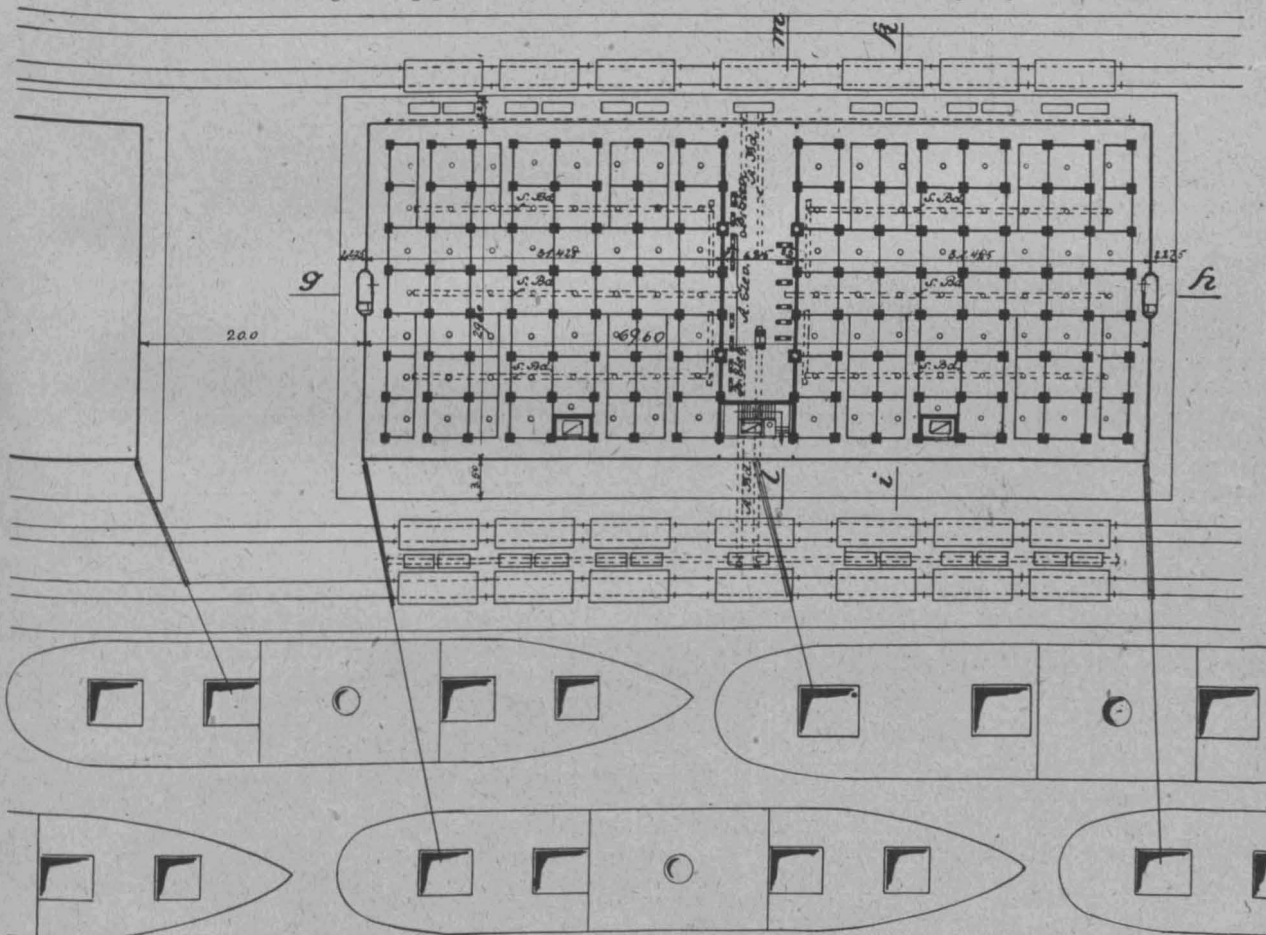


Abbildung 3. Grundriß des III. Obergeschosses (Schnitt a-b) des Zwangseinlagerungs-Speichers mit Angabe der Aufstellungsmöglichkeit für Schiffe und Eisenbahnwagen (1:666).

welcher die Einspeicherung mittels Greifer bewirkt. Eine besondere Annahmestelle ist hierfür nicht eingerichtet; es ist vielmehr beabsichtigt, daß die wasserseitigen Annahmestellen entweder von der Bahn aus oder mittels Greifers vom Schiff beschickt werden. Außerdem ist für die Einnahme des Getreides vom Schiff eine fahrbare pneumatische Anlage vorgesehen.

bänder. Das Getreide fällt durch das Fallrohr auf das zugehörige dieser Längsbänder, wird von diesem zu einem der Hauptelevatoren geführt, zum Dachgeschoß gehoben, gelangt auf eines der 4 Oberbänder und wird durch das betreffende Fallrohr in die neue Lagerabteilung ausgeschüttet.

Zur Ausspeicherung ins Schiff wird das Getreide

Abbildung 4. Längsschnitt nach g—h.

Zwangseinlagerungs-Speicher.

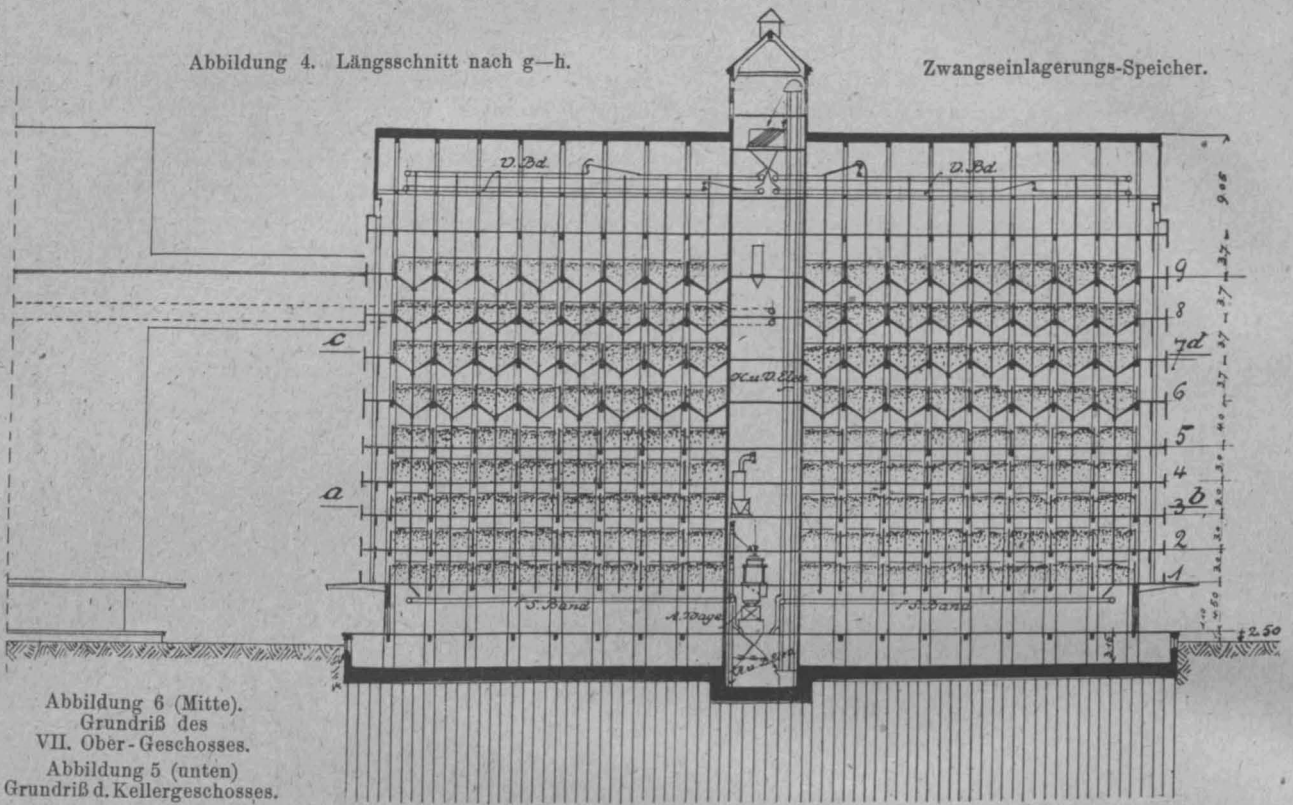
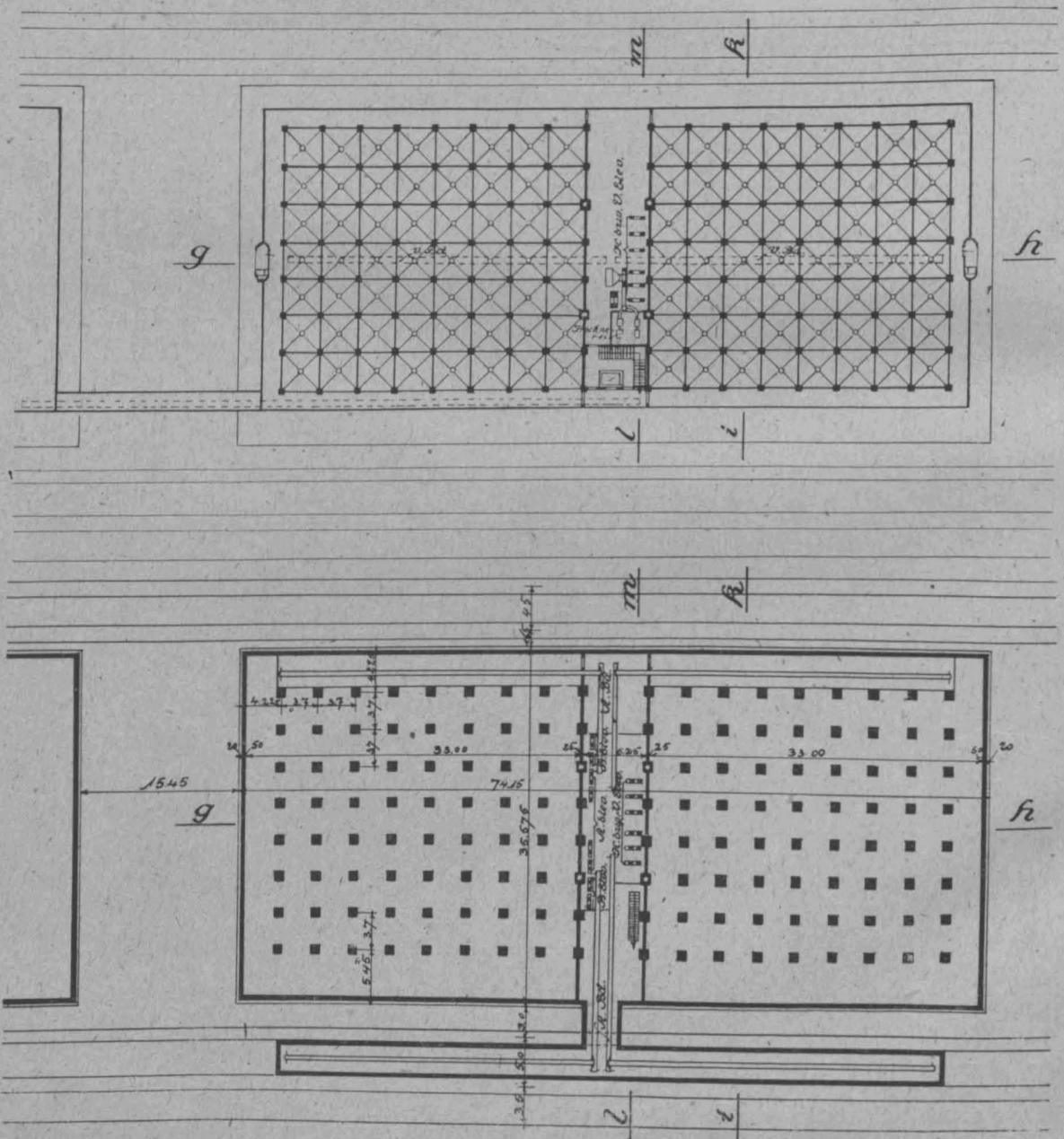


Abbildung 6 (Mitte).

Grundriß des
VII. Ober-Geschosses.

Abbildung 5 (unten)

Grundriß d. Kellergeschosses.



gesehenen Fahrstühle. Auf der Landseite und an den Giebelseiten dienen Lukenwinden zur Beförderung des Stückgutes. Da nur die Geschosse mit ebenen Böden

Die Ausspeicherung des Getreides in Eisenbahn oder Fuhrwerk wird im allgemeinen nur in Säcken vom Erdgeschoß aus erfolgen, in welchem die Absackung durch fahrbare Absackwagen vorgenommen wird, die unter die betreffenden Fallrohre gefahren werden können.

Die Einnahme von Stückgut geschieht auf der Wasserseite entweder durch den Portalkran, welcher die Last bis zum dritten Obergeschoß unmittelbar absetzen kann, oder unter Vermittelung der beiden vor-


zur Stückgutlagerung verwendet werden können sind die Lastenfahrstühle und Lukenwinden nur bis zum 5. Obergeschoß geführt. —

(Schluß folgt.)

Zur Berechnung der Pfahlroste.

Von Dipl.-Ing. O. Henkel in Magdeburg. (Schluß aus No. 18.)

b. Der Pfahlrost unter dem Einfluß von N und H .

ie Verteilung der Kraft N auf die einzelnen Pfähle erfolgt auch hier in der unter a) angegebenen Weise, wobei jedoch von der Neigung der Schrägpfähle zunächst abgesehen wird. Durch die Schrägstellung einzelner Pfähle entstehen Kräfte in Richtung der Grundmauersohle, die der angreifenden Kraft H entgegenwirken.

Die Schrägfähle erfahren aber auch eine erhöhte Belastung in Richtung ihrer Achse. Fällt die von der Kraft N erzeugte Pfahllast P auf einen unter dem Winkel α gegen die Grundmauersohle geneigten Pfahl (Abb. 6), so wirken an dessen Kopf die beiden Seitenkräfte

VII $P' = \frac{P}{\sin \alpha}$ und $H' = P \operatorname{ctg} \alpha$,

von welchen die erstere $\frac{\sin \alpha}{\sin \beta}$ die erhöhte Achslast des Pfahles

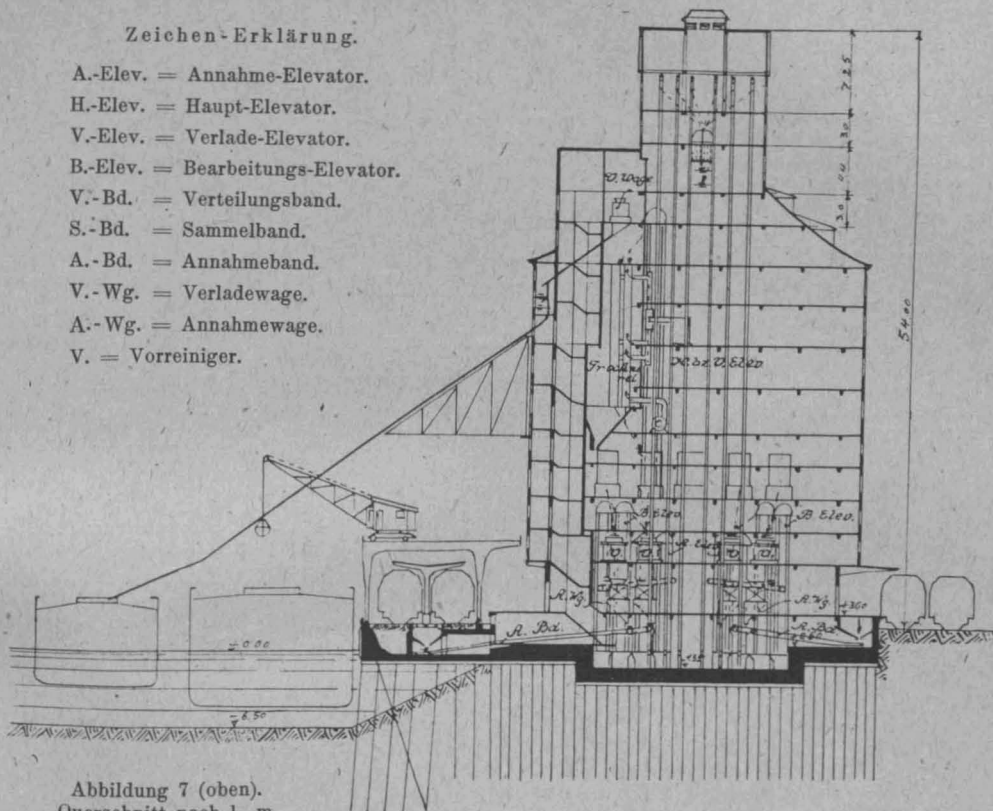


Abbildung 7 (oben).
Querschnitt nach l—m.

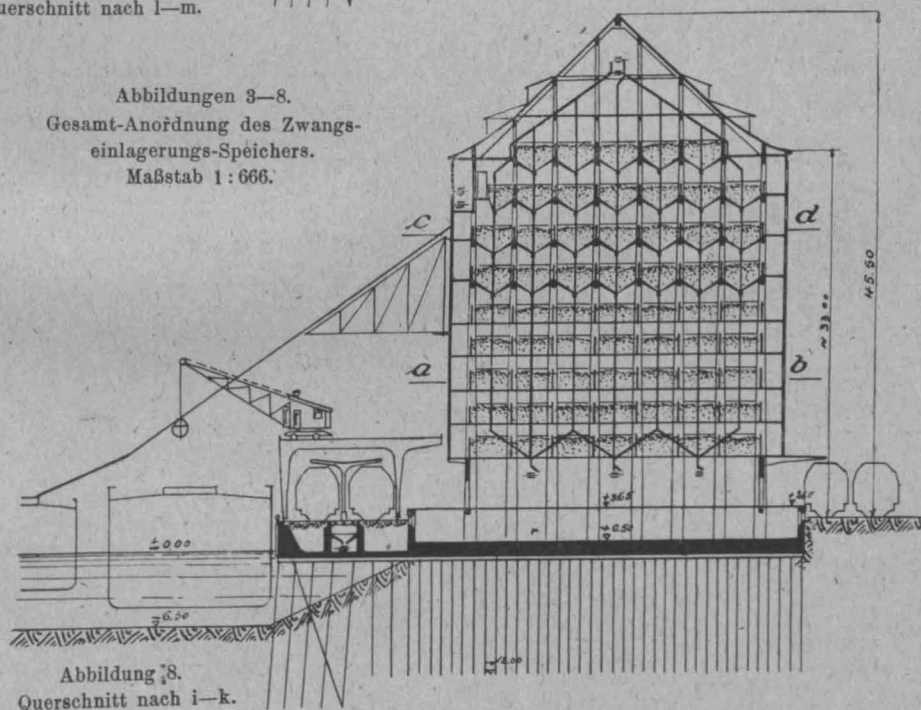


Abbildung 8.
Querschnitt nach i—k.

angibt, während die zweite eine in Richtung der Grundmauersohle wirkende Kraft darstellt. Enthält der Pfahlrost z Schrägpfähle, dann muß

$$VII_a \dots \sum_1 P \operatorname{ctg} \alpha = H$$

sein, wenn die Pfähle keine Biegungsspannungen erleiden sollen. Die Werte z und α können beliebig gewählt werden. Erhalten sämtliche Schrägpfähle denselben Neigungswinkel α_0 , dann gilt aber

$$VII_b \dots \operatorname{ctg} \alpha_0 = \frac{H}{\sum_1 P}$$

Sind insbesondere sämtliche Pfähle eines Pfahlrostes auf Druck beansprucht und sollen sie alle dieselbe Neigung erhalten, dann muß die Pfahlrichtung parallel zur äußeren Kraft R genommen werden.

In vielen Fällen sind jedoch (Abbildung 7a) Lage und Richtung von R mit der Belastung veränderlich, sodaß



die Pfähle auch noch eine Verbiegung erleiden müssen. Mit den vorstehenden Werten wird die biegende Kraft für sämtliche n -Pfähle eines Rostes

$$VIII \dots H_b = H - \sum_1^n P \operatorname{ctg} \alpha.$$

Hierbei ist zu beachten, daß $\operatorname{ctg} \alpha$ negativ wird für einen Winkel $\alpha > 90^\circ$.

An der Aufnahme der Kraft H_b haben sich alle durch die Grundmauer bzw. durch Zangen und Holme verbundenen Pfähle zu beteiligen. Sind H_1', H_2', \dots, H_x' die an sämtlichen Köpfen der einzelnen Pfahlreihen wirkenden Anteile, dann gilt

$$IX \dots H_b = H_1' + H_2' + H_3' + \dots + H_x' + \dots$$

Diese Anteile sind gemäß Abbildung 7b für jede Reihe in zwei Seitenkräfte zu zerlegen, von denen die eine in die Pfahlachse fällt und die andere winkelrecht dazu steht. Wirkt am Kopf einer aus m -Pfählen bestehenden Reihe die Kraft H_x' , dann beträgt die zusätzliche Druckkraft eines Pfahles

$$X \dots P_x'' = \frac{1}{m} H_x' \cdot \cos \alpha_x,$$

und für die am Pfahlkopf wirkende, biegende Kraft, welche besonders bei hochliegenden Rosten von Bedeutung ist, ergibt sich

$$X_a \dots H_x'' = \frac{1}{m} H_x' \cdot \sin \alpha_x.$$

Stellt l_x die über das feste Gelände herausstehende Freilänge eines Pfahles dar, die aber mit Rücksicht auf mangelhafte Einspannung des Pfahles um etwa $\frac{1}{4}$ der Einrammtiefe zu vergrößern ist, dann wird die seitliche Verschiebung (Durchbiegung) des Pfahlkopfes, wenn J das Trägheitsmoment des mittleren Pfahlquerschnittes bezeichnet,

$$f_x = \frac{H_x'' l_x^3}{3 EJ} = \frac{H_x' l_x^3}{3 EJ m} \sin \alpha_x.$$

Auf die Sohle der Grundmauer bezogen, erhält man

$$f_x' = f_x \sin \alpha_x = \frac{H_x' l_x^3}{3 EJ m} \sin^2 \alpha_x.$$

Zangen und Mauerwerk halten den gegenseitigen Abstand der Pfahlköpfe unveränderlich fest, mithin muß die seitliche Verschiebung der Pfahlköpfe in Richtung der Grundmauersohle für alle Pfähle dieselbe sein, wenn man

*) In No. 18 S. 113 oben rechts muß es in der Formel $\frac{n-m}{2}$ heißen.

von der unwesentlichen Beeinflussung durch die geringe Drehung der Grundmauer absieht. Es ist daher

$$f_1' = f_2' = f_3' = \dots = f_x' = \dots$$

Haben alle Pfähle denselben Querschnitt, so folgt, wenn man den obigen Wert für f_x' mit entsprechenden Zeigern einführt,

$$\frac{H_1' l_1^3}{3 EJ m_1} \sin^2 \alpha_1 = \frac{H_2' l_2^3 \sin^2 \alpha_2}{3 EJ m_2} = \dots = \frac{H_x' l_x^3 \sin^2 \alpha_x}{3 EJ m_x}$$

und hieraus ergibt sich

$$H_2' = H_1' \frac{m_2}{m_1} \frac{l_1^3 \sin^2 \alpha_1}{l_2^3 \sin^2 \alpha_2} \text{ usw.}$$

$$H_x' = H_1' \frac{m_x}{m_1} \frac{l_1^3 \sin^2 \alpha_1}{l_x^3 \sin^2 \alpha_x}$$

Mit diesen Werten folgt aus Formel IX

$$H_b = H_1' + H_1' \frac{m_2}{m_1} \frac{l_1^3 \sin^2 \alpha_1}{l_2^3 \sin^2 \alpha_2} + H_1' \frac{m_3}{m_1} \frac{l_1^3 \sin^2 \alpha_1}{l_3^3 \sin^2 \alpha_3} + \dots$$

$$XI \dots H_b = \frac{H_1' l_1^3 \sin^2 \alpha_1}{m_1} \left[\frac{1}{l_1^3 \sin^2 \alpha_1} + \frac{m_2}{l_2^3 \sin^2 \alpha_2} + \frac{m_3}{l_3^3 \sin^2 \alpha_3} + \dots \right]$$

Setzt man zur Abkürzung

$$k = \left[\frac{m_1}{l_1^3 \sin^2 \alpha_1} + \frac{m_2}{l_2^3 \sin^2 \alpha_2} + \frac{m_3}{l_3^3 \sin^2 \alpha_3} + \dots \right],$$

so folgt für die biegende Kraft an einem Pfahl der ersten (äußersten) Pfahlreihe mit Beachtung der Formel X_a

$$XII_a \dots K_1 = \frac{H_1'}{m_1} \sin \alpha_1 = \frac{H_b}{k l_1^3 \sin \alpha_1}$$

Ebenso folgt für je einen Pfahl der übrigen Reihen

$$XII_b \dots K_2 = \frac{H_2'}{m_2} \sin \alpha_2 = \frac{H_b}{k l_2^3 \sin \alpha_2} \text{ usw.}$$

$$XII_x \dots K_x = \frac{H_x'}{m_x} \sin \alpha_x = \frac{H_b}{k l_x^3 \sin \alpha_x}$$

Wenn insbesondere für alle Pfähle die Projektion der freien Pfahllänge auf eine Winkelrechte zur Sohle der Grundmauer denselben Wert annimmt, wenn also

$$l_1 \sin \alpha_1 = l_2 \sin \alpha_2 = \dots = l_x \sin \alpha_x$$

wird, und wenn außerdem jede Pfahlreihe aus m -Pfählen besteht, folgt aus Formel XI

$$XIII \dots H_b = \frac{H_1'}{\sin \alpha_1} (\sin \alpha_1 + \sin \alpha_2 + \sin \alpha_3 + \dots)$$

Mit Beachtung der Formel X_a erhält man hier für je einen Pfahl der einzelnen Reihen, die alle je m -Pfähle umfassen,

$$XIV_a \dots K_1 = \frac{H_1'}{m} \sin \alpha_1 = \frac{H_b \sin^2 \alpha_1}{m (\sin \alpha_1 + \sin \alpha_2 + \sin \alpha_3 + \dots)}$$

$$XIV_b \dots K_2 = \frac{H_2'}{m} \sin \alpha_2 = \frac{H_b \sin^2 \alpha_2}{m (\sin \alpha_1 + \sin \alpha_2 + \sin \alpha_3 + \dots)} \text{ usw.}$$

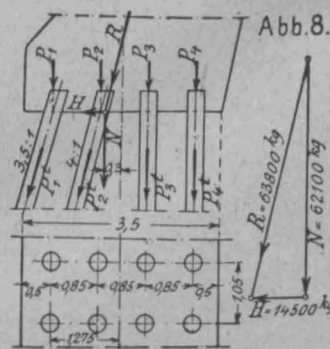
Die letzten Formeln sind auch zu verwenden, wenn die Pfähle ganz im Boden stecken, also für $l=0$. Sind die Pfahleigungen nicht allzusehr verschieden, dann kann H_b gleichmäßig auf alle in Frage kommenden Pfahlköpfe verteilt werden. Hiermit sind die biegenden Kräfte für alle Pfähle festgestellt und es bleibt noch die gesamte Achslast der einzelnen Pfähle zu bestimmen. Für einen Pfahl mit dem beliebigen Neigungswinkel α_x folgt nach den Formeln VII und X

$$P_x^t = \frac{P_x}{\sin \alpha_x} + \frac{H_x'}{m_x} \cos \alpha_x,$$

wobei P_x die von der Last N erzeugte, nach dem Verfahren unter a) bestimmte Pfahllast angibt. Beachtet man noch die Formeln XI und XII, so folgt schließlich als gesamte Achslast

$$XV \dots P_x^t = \frac{P_x}{\sin \alpha_x} + K_x \operatorname{ctg} \alpha_x.$$

Beispiel 2 möge die Anwendung dieser Formeln zeigen. Die in Abbildung 8 gegebene Grün-



ding einer Stützmauer hat für das lfd m eine Kraft $R = 63\,800\text{ kg}$ aufzunehmen, welche eine lotrechte Seitenkraft $N = 62\,100\text{ kg}$ mit dem Ausschlag $a = 0,30\text{ m}$ und eine wagrechte Seitenkraft $H = 14\,500\text{ kg}$ besitzt. Der Abstand der Pfähle in der Längsrichtung der Mauer beträgt $1,05\text{ m}$.

Nach Abbildung 8 erhält man für die einzelnen Pfahlreihen:

$$\begin{aligned} 1) \operatorname{ctg} \alpha_1 &= \frac{1}{3,5}, \sin \alpha_1 = \frac{3,5}{\sqrt{3,5^2 + 1,0^2}} = 0,963, \\ 2) \operatorname{ctg} \alpha_2 &= \frac{1}{4,0}, \sin \alpha_2 = \frac{4,0}{\sqrt{4,0^2 + 1,0^2}} = 0,972, \\ 3) \operatorname{ctg} \alpha_3 &= \frac{1}{\infty}, \sin \alpha_3 = 1,000, \\ 4) \operatorname{ctg} \alpha_4 &= \frac{1}{\infty}, \sin \alpha_4 = 1,000 \\ \sum \sin \alpha &= 3,935 \end{aligned}$$

Weiter folgt für den Rost mit $n = 4$, in Bezug auf die Symmetrielinie $s-s$ der Sohle,

$$\sum x^2 = 2(1,275^2 + 0,425^2) = 3,6124.$$

Durch die Kraft N wird die Belastung der einzelnen Pfähle nach Formel II mit $e = 1,05\text{ m}$ bzw. $m = \frac{1,00}{1,05} = 0,954$:

$$P = N \cdot e \left(\frac{1}{n} + \frac{a x'}{\sum x^2} \right);$$

für die erste Pfahlreihe mit $x' = 1,275\text{ m}$ wird

$$P_1 = 62,1 \cdot 1,05 \left(\frac{1}{4} + \frac{0,30 \cdot 1,275}{3,6124} \right) = 23,2\text{ t},$$

für die zweite Pfahlreihe mit $x' = 0,425\text{ m}$

$$P_2 = 62,1 \cdot 1,05 \left(\frac{1}{4} + \frac{0,30 \cdot 0,425}{3,6124} \right) = 18,6\text{ t},$$

für die dritte Pfahlreihe mit $x' = -0,425\text{ m}$

$$P_3 = 62,1 \cdot 1,05 \left(\frac{1}{4} - \frac{0,30 \cdot 0,425}{3,6124} \right) = 13,9\text{ t},$$

für die letzte Pfahlreihe mit $x' = -1,275\text{ m}$

$$P_4 = 62,1 \cdot 1,05 \left(\frac{1}{4} - \frac{0,30 \cdot 1,275}{3,6124} \right) = 9,4\text{ t}.$$

Mit diesen Werten erhält man als verschiebende Kraft an den 4 Pfahlköpfen nach Formel VIII

$$H_b = H - \sum P \operatorname{ctg} \alpha$$

$$H_b = 14,5 \cdot 1,05 - \left(23,2 \cdot \frac{1}{3,5} + 18,6 \cdot \frac{1}{4,0} + 13,9 \cdot \frac{1}{\infty} + 9,4 \cdot \frac{1}{\infty} \right) = 4,0\text{ t},$$

und damit folgt für die biegenden Kräfte an den einzelnen Pfahlköpfen nach Formel XIV mit $m = 1$

$$K_1 = \frac{H_b \sin^2 \alpha_1}{m \sum \sin \alpha} = \frac{4,0 \cdot 0,963^2}{1,0 \cdot 3,935} = 0,94\text{ t}.$$

$$K_2 = \frac{H_b \sin^2 \alpha_2}{m \sum \sin \alpha} = \frac{4,0 \cdot 0,972^2}{1,0 \cdot 3,935} = 0,96\text{ t}.$$

$$K_3 = K_4 = \frac{4,0 \cdot 1,0^2}{1,0 \cdot 3,935} = 1,02\text{ t}.$$

Für die gesamte Achslast der einzelnen Pfähle folgt

$$\text{nach Formel XV } P_x^t = \frac{P_x}{\sin \alpha_x} + K_x \operatorname{ctg} \alpha_x,$$

$$\text{also } P_1^t = \frac{23,2}{0,963} + 0,94 \cdot \frac{1}{3,5} = 24,4\text{ t},$$

$$P_2^t = \frac{18,6}{0,972} + 0,96 \cdot \frac{1}{4,0} = 19,4\text{ t},$$

$$P_3^t = \frac{13,9}{1,0} + 0 = 13,9\text{ t}, \quad P_4^t = \frac{9,4}{1,0} + 0 = 9,4\text{ t}.$$

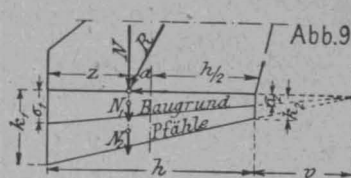
Eine Berechnung eingerammter Pfähle auf Biegung hat der Verfasser im „Brückenbau“ 1916, Heft 7, Seite 52 durchgeführt.

2. Der Pfahlrost hat nur einen Teil der Bauwerkslast zu tragen.

Auch hier ist die auf die Grundmauer einwirkende äußere Kraft R zunächst in die beiden Seitenkräfte N und H zu zerlegen. Mit der Kraft H ist wie unter 1_b zu ver-

fahren, während die Kraft N in zwei weitere Teilkräfte zu zerlegen ist.

Wenn der Baugrund unter der Grundmauer durch eine gut verholte Spundwand eingeschlossen ist, kann er, wie bereits oben angegeben, noch mit $0,5$ bis $0,8\text{ kg/qcm}$ belastet werden, während die übrige Auflast, wenn man von den unsicheren Elastizitäts-Verhältnissen absieht, dem Pfahlrost zufällt. Die Mittelkraft aus den Gegendrücken des Baugrundes muß natürlich mit der Mittelkraft aus den



Gegendrücken des Pfahlrosts zusammenfallen, infolgedessen muß sich für die Verteilung der Gegendrücke in beiden Fällen dieselbe Nulllinie ergeben, wie Abb. 9 zeigt, weil andernfalls ein Drehmoment entstehen würde.

Ist nun durch Bodenuntersuchungen festgestellt, daß der anstehende Baugrund eine Pressung σ_1 aushalten kann, dann wird, gemäß den eingangs gegebenen Formeln, die unmittelbar vom Baugrund getragene Last

$$\text{XVI} \dots \dots \dots N_1 = \frac{F_m \sigma_1}{1 + \frac{h}{6a}} = \frac{F_m h \sigma_1}{h + 6a}.$$

Hierbei ist F_m die Größe der Grundmauer-Sohlfläche und h ihre in Richtung des Ausschlages a gemessene Höhe.

Die von den Pfählen aufzunehmende Last ist sodann $\text{XVI}_a \dots \dots \dots N_2 = N - N_1$, auf welche das unter 1a) angegebene Verfahren anzuwenden ist.

Beispiel 3 möge dieses Verfahren erläutern. In Abb. 10 ist ein Teil des Endwiderlagers der vom Verfasser berechneten, 1915/16 in Eisenbeton ausgeführten Kłodnitz-Brücke in Gleiwitz O.-S.* dargestellt. Die bis zur Widerlagersohle reichenden Rippen der etwa 20 m breiten Brückentafel haben einen Achsabstand von $2,63\text{ m}$. Nach dem ursprünglichen Entwurf sollte das Bauwerk unmittelbar auf dem als genügend tragfähig erachteten, gewachsenen Boden stehen. Während des Ausschachtens zeigte sich jedoch, daß der anstehende Boden der vorgesehenen Beanspruchung von $2,5\text{ kg/qcm}$ nicht gewachsen war, und es wurde deshalb ein Pfahlrost zu Hilfe genommen, dessen Pfähle zu je 9 Stück unmittelbar unter die Rippen der Tragkonstruktion gestellt sind. Die Pfähle fanden in einer etwa 10 m tief liegenden, mächtigen Sandschicht einen guten Halt. Der wagrechte Schub wurde durch eine kräftige Spundwand aufgenommen. Die Verholung der Pfähle bildete eine 40 cm starke Stampfbetonschicht, auf welche das eigentliche Eisenbeton-Tragwerk zu stehen kam.

Nach dem Festigkeits-Nachweis ist die ungünstigstenfalls von einer Rippe, einschließlich Widerlager, auf den Baugrund zu übertragende lotrechte Last $N = 269\text{ t}$, welche flußwärts mit einem Ausschlag $a = 0,78\text{ m}$ angreift.

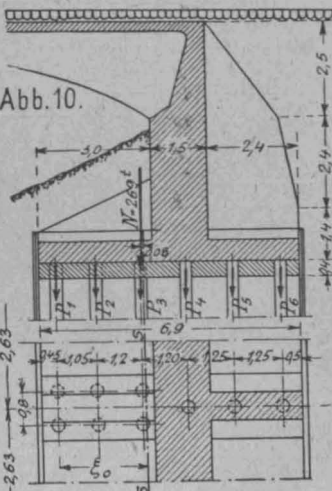
Für eine Rippe ist die Sohlfläche $F_m = 2,63 \cdot 6,90 = 18,15\text{ qm}$.

Nach den örtlichen Verhältnissen wurde eine unmittelbare Bodenpressung von $\sigma_1 = 0,7\text{ kg/qcm} = 7\text{ t/qm}$ für zulässig befunden; mithin wird mit $h = 6,9\text{ m}$ die unmittelbar vom Baugrund getragene Last nach Formel XVI

$$\begin{aligned} N_1 &= \frac{F_m h \sigma_1}{h + 6a} = \\ &= \frac{18,15 \cdot 6,90 \cdot 7,0}{6,90 + 6 \cdot 0,78} = 75,7\text{ t}, \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{und für den Pfahlrost verbleibt nach Formel XVI}_a \\ N_2 &= N - N_1 = \\ &= 269,0 - 75,7 = 193,3\text{ t}. \end{aligned}$$

Um diese Last möglichst gleichmäßig auf die 9 Pfähle zu verteilen, ermittelt man: mit den eingangs gegebenen Formeln die Spannungsfläche (vergl. Abbildung 2 in No. 18) und zerlegt sie in 9 inhaltsgleiche Streifen. Hierzu kann das Verfahren zur Teilung trapezförmiger Flächen benutzt



* Die Ausführung dieser Brücke erfolgte durch die Firma R. Josefek, Gleiwitz O.-S. Bei der Probelastung zeigten die Widerlager keinerlei Bewegung.

werden, welches der Verfasser in Beton und Eisen, 1913, Seite 204 angegeben hat.

Die in Abb. 10 eingetragenen Pfahlabstände sind zunächst nach diesem Verfahren ermittelt und dann abgerundet worden. Für die Lage der Pfahlschwerlinie $s-s$ gilt nach Formel I

$$\xi_0 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \xi_i = \frac{1}{9} \left\{ 2(0 + 1,05 + 2,25) + 3,45 + \right. \\ \left. + 4,70 + 5,95 \right\} = 2,30 \text{ m.}$$

Mit diesem Werte folgt für den Ausschlag der Kraft N in Bezug auf die Schwerlinie $s-s$,

$$a' = 2,30 + 0,45 - (3,45 - 0,78) = 0,08 \text{ m.}$$

Für die

erste Pfahlreihe ist	$x' = 2,30 \text{ m}$, also	$2x^2 = 2 \cdot 2,30^2 = 10,58$
zweite	$x' = 1,25 \text{ m}$, „	$2x^2 = 2 \cdot 1,25^2 = 3,13$
dritte	$x' = 0,05 \text{ m}$, „	$2x^2 = 2 \cdot 0,05^2 = 0,01$
vierte	$x' = -1,15 \text{ m}$, „	$x^2 = (-1,15)^2 = 1,32$
fünfte	$x' = -2,40 \text{ m}$, „	$x^2 = (-2,40)^2 = 5,76$
sechste	$x' = -3,65 \text{ m}$, „	$x^2 = (-3,65)^2 = 13,32$
		$\sum_{i=1}^9 x^2 = 34,12$

Literatur.

Deutscher Ausschuss für Eisenbeton. Heft 41. Brandproben an Eisenbetonbauten. Ausgef. i. kgl. Mat.-Prüf.-Amt Bln.-Lichterfelde i. J. 1916/17. III. Bericht. Erstattet von Geh. Reg.-Rat Prof. Dr.-Ing. M. Gary, Abt.-Vorst. i. kgl. Mat.-Prüf.-Amt. Berlin 1918, Verlag Wilh. Ernst & Sohn. Pr. geh. 4,40 M. —

Der Bericht bildet eine Ergänzung der in Heft 33 der Mitteilungen des Ausschusses niedergelegten Beobachtungen und sollte namentlich den Grund auffälliger Zerstörungserscheinungen aufklären, die an einem aus Granitgrus und -splitt (roter Meißner Granit) hergestellten Beton unter der Einwirkung des Feuers beobachtet wurden, während ein in Basaltbeton unter sonst gleichen Bedingungen ausgeführtes und erprobtes Bauwerk diese Zerstörungen nicht aufwies. An dem erstgenannten Bau traten diese Zerstörungen in Form von Absprengungen mit explosionsartiger Wirkung auf. (Vergl. „Mitteilungen“, Jahrg. 1917, S. 8.) Die Ursache dieser eigenartigen Erscheinung wurde gesucht: entweder in dem verschiedenen Feuchtigkeitsgehalt des Betons der beiden Bauwerke zur Zeit der Brandprobe, in der petrographischen Beschaffenheit des Granites (Einschlüsse von Kristallwasser, Kohlensäure usw., die bei starker Erhitzung den Beton zertrümmern), oder in besonders dichter Oberfläche des Granitbetons, die dem sich im Inneren bildenden Wasserdampf ein rasches Entweichen nicht gestattet, so daß dieser sich gewaltsam Bahn brechen muß. Daß die erste Vermutung unbegründet war, wurde durch nochmalige Brandprobe mit dem vorher stark durchnässten Bau in Basaltbeton erwiesen, es zeigten sich auch jetzt keinerlei entsprechende Zerstörungserscheinungen.

Es wurde dann die vergleichsweise Porigkeit und Dichte der Oberfläche, die Porenverteilung, die Wärmeleitfähigkeit des Basalt- und Granitbetons festgestellt, ferner die Wasseraufnahmefähigkeit und das Austrocknungsvermögen beider Baustoffe. Diese letzteren Eigenschaften erwiesen sich als nicht wesentlich verschieden, dagegen zeigten sich erhebliche Unterschiede hinsichtlich der Wasserdurchlässigkeit. Während der Basaltbeton Wasser an der Oberfläche sehr rasch durchließ, war dieser Prozeß beim Granitbeton ein sehr langsamer, was sich aus der verschiedenen Porigkeit der beiden Betonsorten erklärt. Schliffe zeigten diese sehr viel größere Dichte des Granitbetons an der Oberfläche, dessen Poren hier vielfach ganz geschlossen sind, während der splittige Basaltbeton zusammenhängende bis zur Oberfläche durchgehende Hohlräume zeigt, die den sich bei Erhitzung des feuchten Betons bildenden Wasserdampf leicht herauslassen. Es war also schon hieraus zu schließen, daß die in dem dichten Granitbeton erzeugte Dampfspannung die Ursache der Sprengwirkung gewesen ist. Dafür sprechen auch die lange bekannten Erscheinungen beim Erhitzen reiner Zement- und Mörtelkuchen. Die ersteren zeigen ebenfalls plötzliche schalenförmige Absprengungen, wenn sie in noch feuchtem Zustand stark erhitzt werden, während die porösen Mörtelkuchen nicht leiden. In gleichem Sinn wurden jetzt Versuche mit dünnen, auf Eisenblech aufgetragenen Mörtelplatten gemacht aus reinem Zement bezw. Normenmörtel 1:3. Auch hier zeigten sich und zwar nur bei feuchten Platten dichter Oberfläche bei verschiedenen Altersstufen explosionsartige Erscheinungen, sodaß daraus geschlossen werden darf, daß die Explosionen nur bei dichter Oberfläche auftreten und nur

Die Belastung eines Pfahles wird nach Formel II

$$P = \left(\frac{1}{n} + \frac{a' x'}{\sum_{i=1}^n x^2} \right).$$

Mit $n = 9$ und den vorstehend ermittelten Werten folgt für je eine Pfahllast der einzelnen Reihen:

$$P_1 = 193,3 \left(\frac{1}{9} + \frac{0,08 \cdot 2,30}{34,12} \right) = 22,6^t$$

$$P_2 = 193,3 \left(\frac{1}{9} + \frac{0,08 \cdot 1,25}{34,12} \right) = 22,0^t$$

$$P_3 = 193,3 \left(\frac{1}{9} + \frac{0,08 \cdot 0,05}{34,12} \right) = 21,5^t$$

$$P_4 = 193,3 \left(\frac{1}{9} + \frac{0,08 \cdot (-1,15)}{34,12} \right) = 21,0^t$$

$$P_5 = 193,3 \left(\frac{1}{9} + \frac{0,08 \cdot (-2,40)}{34,12} \right) = 20,4^t$$

$$P_6 = 193,3 \left(\frac{1}{9} + \frac{0,08 \cdot (-3,65)}{34,12} \right) = 19,8^t$$

Bildet man $\sum_{i=1}^9 P$, so ergibt sich wieder $N = 193,3^t$. —

bei bestimmtem Feuchtigkeitsgehalt des Betons im Inneren. Das Alter der Proben war auf diese Erscheinungen ohne Einfluß. Die Wärmeleitfähigkeit wurde untersucht, weil nur bei rascher Erwärmung des Betoninneren Dampfspannungen entstehen können. Es zeigte sich eine wesentlich schnellere Wärmeleitung im Granitbeton.

Es wurden dann nach diesen Vorversuchen Vergleiche mit dem Feuer einseitig ausgesetzten Betonplatten aus verschiedenen Materialien angestellt. Die Platten hatten gekreuzte Eiseneinlagen, waren 8—12 cm dick, in Beton 1:4 hergestellt, wobei als Zuschlagmittel Cossebauder Kies, Isarkies, Basaltgrus und -splitt, desgleichen Meißner Granit, Striegauer Granit und Syenit verwendet wurden. Diese Stoffe wurden nach Kornzusammensetzung, Gewicht, Dichte, Wasseraufnahme- und -Abgabevermögen in Vergleich gestellt und außerdem wurden die petrographischen und mineralogischen Eigenheiten des roten Meißner Granites sorgfältig untersucht. Diese in der Schrift eingehend erörterten Untersuchungen führten zu dem Ergebnis, daß die Sprengerscheinungen keinesfalls auf die petrographische und mineralogische Beschaffenheit des Meißner Granites zurückzuführen seien. Diese sind nur indirekt insofern von Einfluß gewesen, als die Verwitterungsprodukte des Feldspates und die dichte Lagerung der Gesteinstrümmen zur Erzeugung einer besonders dichten Oberfläche beigetragen haben, die dem verdampfenden Wasser den Austritt verwehrte. Die Brandproben mit den Platten hatten das Ergebnis, daß es bei keiner derselben, auch nicht bei denjenigen mit Meißner Granit als Zuschlag gelang, wieder ähnliche Explosionerscheinungen hervorzurufen, trotzdem man auch noch bezüglich der Körnung und der Dichte die verschiedensten Verhältnisse herbeizuführen suchte. Daraus darf geschlossen werden, daß bei den seiner Zeit gemachten Beobachtungen eine Reihe ganz besonderer Umstände zusammengetroffen sein müssen, daß ein ganz besonderes Verhältnis der in den Poren eingeschlossenen Wasser- und Luftmengen vorgelegen haben muß.

Der Bericht kommt daher zu dem für den Praktiker beruhigenden Schluß, daß diese für die Explosion günstigen Bedingungen nur ganz ausnahmsweise vorhanden sein werden, sodaß die Gefahr des Auftretens solcher Zerstörungen bei Schadenfeuer keine weitergehende praktische Bedeutung beizulegen ist. Will man sie mit voller Sicherheit verhindern, so ist nur für Luft und Wasser durchlässige Oberflächen der Betonwände durch geeignete Auswahl der Zuschlagstoffe und entsprechende Mischung, oder durch geeignete Bearbeitung der Betonoberfläche Sorge zu tragen. — Fr. E.

Neuerscheinungen. (Besprechung bleibt vorbehalten.)

Beton aus Hochofenschlacke. Ein Beitrag zur Frage der Eignung von Hochofenschlacke als Zuschlagsmaterial zu Beton und Eisenbeton usw. Von Priv.-Doz. Dr.-Ing. A. Kleinogel, Darmstadt, z. Zt. im Felde. Berlin 1918. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn. Pr. geh. 3,40 M. —

Inhalt: Die Bauten der „Königsberger Speicher-Aktien-Gesellschaft“ am Hafenbecken IV des neuen Industrie- und Handelshafens in Königsberg i. Pr. — Zur Berechnung der Pfahlroste. (Schluß.) — Literatur. — Neuerscheinungen. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin. Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin. Buchdruckerei Gustav Schenck Nachf. P. M. Weber in Berlin.

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

15. Jahrgang 1918.

No 22.

Die Clapeyron'sche Gleichung als Grundlage der Rahmenberechnung.*)

Von Dipl.-Ing. Georg Ehlers in Charlottenburg. (Schluß aus No. 20.)

Um die Durchführung der Rechnung für ein umfangreicheres System zu zeigen, sollen schließlich für einen 8feldrigen Vierendeelträger (24fach statisch unbestimmt) die Einflußlinien für die Momente berechnet werden. Beispiel 16 (Abbildung 33).

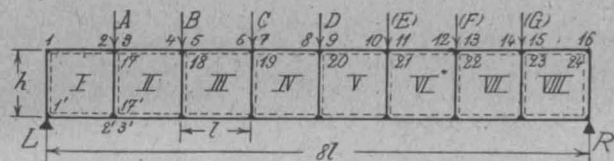


Abb. 33.

Vierendeelträger. Der Träger wird in den Knotenpunkten mit den Lasten A—D belastet. Den Einfluß von Lasten E—G zu untersuchen, erübrigt sich wegen der Symmetrie. Das Trägheitsmoment sei überall gleichbleibend, außerdem mögen die Felder quadratisch angenommen werden, d. h. $h=l$; für Art und Umfang der Rechnung sind beide Annahmen ohne Bedeutung, wie aus den bisher gebrachten Beispielen zur Genüge ersichtlich ist.

Es ist der Auflagerdruck

$$L = \frac{1}{8} (7A + 6B + 5C + 4D),$$

Daher sind die Querkräfte in den einzelnen Feldern:

$$V_I = L = 0,875 A + 0,750 B + 0,625 C + 0,500 D$$

$$V_{II} = -0,125 A + 0,750 B + 0,625 C + 0,500 D$$

$$V_{III} = -0,125 A - 0,250 B + 0,625 C + 0,500 D$$

$$V_{IV} = -0,125 A - 0,250 B - 0,375 C + 0,500 D$$

$$V_V \text{ bis } V_{VIII} = -0,125 A - 0,250 B - 0,375 C - 0,500 D$$

Da sich wieder von vornherein sagen läßt, daß die Momente in beiden Gurtungen entgegengesetzt symmetrisch sein werden ($M_1' = -M_1$ usw.), bleiben nur die nicht durch diese Symmetrie erfüllten Gleichungen aufzustellen:

$$\alpha \begin{cases} 1. M_1' h + M_1 (2h + 3l) + 3 M_2 l - 2 M_{17} h - M_{17}' \cdot h = 0 \\ 2. M_{17}' h + 2 M_{17} h + 3 M_3 l + 3 M_4 l - 2 M_{18} h - M_{18}' h = 0 \\ \text{usw. bis} \end{cases}$$

$$\alpha \begin{cases} 8. M_{23}' h + 2 M_{23} h + 3 M_{15} l + M_{16} (3l + 2h) + M_{16}' h = 0 \end{cases}$$

Eine zweite Gruppe von Gleichungen ergeben die Knotenpunktsbedingungen:

$$\beta \begin{cases} 9. M_2 = M_3 + M_{17} \\ 10. M_4 = M_5 + M_{18} \text{ usw. bis} \\ 15. M_{14} = M_{15} + M_{23} \end{cases}$$

Eine dritte Gruppe ergibt sich aus den Gleichgewichtsbedingungen für die Querkräfte in jedem Felde:

$$\gamma \begin{cases} 16. (M_2 - M_1) - (M_2' - M_1') = V_I \cdot l \\ 17. (M_4 - M_3) - (M_4' - M_3') = V_{II} \cdot l \\ \text{usw. bis} \\ 23. (M_{16} - M_{15}) - (M_{16}' - M_{15}') = V_{VIII} \cdot l \end{cases}$$

Mit Berücksichtigung von $M_1' = -M_1$ usw. und von $h=l$ und nach Einsetzen der Werte für V erhalten die Gleichungen die folgende Form:

$$\begin{cases} 1. 4 M_1 + 3 M_2 - M_{17} = 0, & 2. M_{17} + 3 M_3 + 3 M_4 - M_{18} = 0 \\ \text{usw. bis} \\ 7. M_{22} + 3 M_{13} + 3 M_{14} - M_{23} = 0, \\ 8. M_{23} + 3 M_{15} + 4 M_{16} = 0 \\ \beta \begin{cases} 9. M_2 + M_{17} = M_3, & 10. M_4 + M_{18} = M_5 \text{ usw. bis} \\ 15. M_{14} + M_{23} = M_{15} \end{cases} \\ \gamma \begin{cases} 16. M_2 - M_1 = l (0,438 A + 0,375 B + 0,312 C + 0,250 D) \\ 17. M_4 - M_3 = l (-0,062 A + 0,375 B + 0,312 C + 0,250 D) \\ 18. M_6 - M_5 = l (-0,062 A - 0,125 B + 0,312 C + 0,250 D) \\ 19. M_8 - M_7 = l (-0,062 A - 0,125 B - 0,188 C + 0,250 D) \\ 20-23. M_{10} - M_9 = M_{12} - M_{11} = M_{14} - M_{13} = M_{16} - M_{15} = \\ = l (-0,062 A - 0,125 B - 0,188 C - 0,250 D) \end{cases} \end{cases}$$

Damit sind die 23 Gleichungen für die 23 unbekannten Momente gewonnen. Durch Einsetzen der Werte für M_{17} , M_{18} usw. aus Gruppe β in Gruppe α ergeben sich die Gleichungen:

$$\delta \begin{cases} 1a. 4 M_1 + 4 M_2 - M_3 = 0, & 2a. -M_2 + 4 M_3 + 4 M_4 - M_5 = 0 \\ \text{usw. bis} \\ 7a. -M_{12} + 4 M_{13} + 4 M_{14} - M_{15} = 0 \\ 8a. -M_{14} + 4 M_{15} + 4 M_{16} = 0 \end{cases}$$

Durch Einsetzen der Werte für M_2 , M_4 usw. aus γ in δ die Gleichungen:

$$\begin{aligned} 1b. & 8 M_1 - M_3 = -l (1,750 A + 1,500 B + 1,250 C + 1,000 D) \\ 2b. & -M_1 + 8 M_3 - M_5 = -l (-0,688 A + 1,125 B + 0,938 C + 0,750 D) \\ 3b. & -M_3 + 8 M_5 - M_7 = -l (-0,188 A - 0,875 B + 0,938 C + 0,750 D) \\ 4b. & -M_5 + 8 M_7 - M_9 = -l (-0,188 A - 0,375 B - 1,062 C + 0,750 D) \\ 5b. & -M_7 + 8 M_9 - M_{11} = -l (-0,188 A - 0,375 B - 0,562 C - 1,250 D) \\ 6b. & -M_9 + 8 M_{11} - M_{13} = -l (-0,188 A - 0,375 B - 0,562 C - 0,750 D) \\ 7b. & -M_{11} + 8 M_{13} - M_{15} = -l (-0,188 A - 0,375 B - 0,562 C - 0,750 D) \\ 8b. & -M_{13} + 8 M_{15} = -l (0,188 A - 0,375 B - 0,562 C - 0,750 D) \end{aligned}$$

Durch schrittweise Ersetzung werden aus diesen Gleichungen die Unbekannten gewonnen:

$$\begin{aligned} \text{Aus 1b:} \\ M_1 &= +0,125 M_3 - l (0,218 A + 0,188 B + 0,156 C + 0,125 D) \\ \text{eingesetzt in 2b:} \\ 7,875 M_3 - M_5 &= -l (-0,470 A + 1,313 B + 1,094 C + 0,875 D) \end{aligned}$$

*) In Nr. 19, S. 117, rechte Spalte, Zeile 6 von unten muß es heißen:

$$H_C = H_A = \frac{3 M_A}{h} \left(\text{bzw. } \frac{M_A - M_B}{h} \right)$$

Hieraus:

$$M_3 = 0,127 M_5 - l(-0,060 A + 0,167 B + 0,139 C + 0,111 D)$$

Eingesetzt in 3b usw., bis sich ergibt:

$$M_{15} = l(0,027 A + 0,055 B + 0,082 C + 0,109 D)$$

dann folgen durch Rückwärtseinsetzen:

$$M_{13} = l(0,030 A + 0,062 B + 0,092 C + 0,124 D)$$

$$M_{11} = l(0,031 A + 0,063 B + 0,094 C + 0,130 D)$$

$$M_9 = l(0,031 A + 0,063 B + 0,098 C + 0,161 D)$$

$$M_7 = l(0,032 A + 0,067 B + 0,129 C - 0,089 D)$$

$$M_5 = l(0,035 A + 0,099 B - 0,121 C - 0,120 D)$$

$$M_3 = l(0,064 A - 0,154 B - 0,154 C - 0,126 D)$$

$$M_1 = l(-0,210 A - 0,207 B - 0,175 C - 0,141 D)$$

Aus den Gleichungen γ ergeben sich weiter:

$$M_2 = l(0,228 A + 0,168 B + 0,137 C + 0,109 D)$$

$$M_4 = l(0,002 A + 0,221 B + 0,158 C + 0,124 D)$$

$$M_6 = l(-0,027 A - 0,026 B + 0,191 C + 0,130 D)$$

$$M_8 = l(-0,030 A - 0,058 B - 0,059 C + 0,161 D)$$

$$M_{10} = l(-0,031 A - 0,062 B - 0,090 C - 0,089 D)$$

$$M_{12} = l(-0,031 A - 0,062 B - 0,094 C - 0,120 D)$$

$$M_{14} = l(-0,032 A - 0,063 B - 0,096 C - 0,126 D)$$

$$M_{16} = l(-0,035 A - 0,070 B - 0,106 C - 0,141 D)$$

und endlich aus den Gleichungen β :

$$M_{17} = l(-0,164 A - 0,322 B - 0,291 C - 0,235 D)$$

$$M_{18} = l(+0,033 A - 0,122 B - 0,279 C - 0,244 D)$$

$$M_{19} = l(+0,059 A + 0,093 B - 0,062 C - 0,219 D)$$

$$M_{20} = l(+0,061 A + 0,121 B + 0,157 C + 0 D)$$

$$M_{21} = l(+0,062 A + 0,125 B + 0,184 C + 0,219 D)$$

$$M_{22} = l(+0,061 A + 0,124 B + 0,186 C + 0,244 D)$$

$$M_{23} = l(+0,059 A + 0,118 B + 0,178 C + 0,235 D)$$

Die ermittelten Werte geben unmittelbar die Ordinaten der Einflußlinie an der betreffenden Stelle an. Wenn man dann berücksichtigt, daß der Einfluß einer Last G beispielsweise auf M_1 wegen der Symmetrie der gleiche sein muß wie der einer Last A auf M_{16} , und daß diese Beziehung für alle symmetrisch gelegenen Momente und Laststellen gilt (für M_{17} bis M_{23} , wie man aus dem Drehsinn der Momente leicht ersieht, unter Umkehrung der Vorzeichen), so kann man beispielsweise vollständig schreiben:

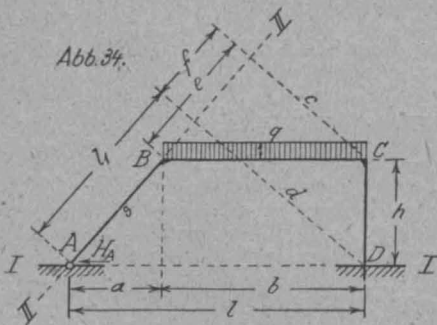
$$M_5 = l(+0,035 A + 0,099 B - 0,121 C - 0,120 D - 0,120 E - 0,094 F - 0,062 G - 0,031 H)$$

wobei die Faktoren für E, F, G dem oben errechneten Werte von M_{12} entnommen sind, usw. Aus den Einflußlinien der Momente können in bekannter Weise alle übrigen Einflußlinien für den Träger abgeleitet werden.

B. Der polygonale Rahmen beliebiger Form.

Aus der allgemeinen Gleichung für die Winkeländerungen $\sum h \cdot \Delta w = 0$ folgt, daß die für den einfachen Rechteckrahmen ermittelte Beziehung $\Delta w_1 + \Delta w_2 = 0$ auch in jedem anderen Fall gilt, bei dem nicht mehr als zwei Knotenpunkte in Frage kommen und die Höhen h für beide gleich sind. Derartige Rahmen sind alle Trapezrahmen. Gleichheit der Höhen besteht jedoch nur für die „über AD “ aufgestellte Momentengleichung. Solange es sich um Trapezrahmen mit Fußgelenken handelt, kann mithin die Berechnung in genau gleicher Weise erfolgen wie beim Rechteckrahmen. Anders jedoch, sobald Einspannung der Füße hinzutritt und mehr als eine Elastizitätsgleichung aufgestellt werden muß.

Beispiel 17. Der Rahmen der Abb. 34. dessen einer Fuß eingespannt ist, ist zweifach statisch unbestimmt. Außer der Momentengleichung „über AD “, muß noch eine zweite Momentengleichung aufgestellt werden, zu diesem Zweck also der Rahmen in der zu Beginn dieses Abschnittes erläuterten Weise auf eine zweite Stabrichtung projiziert gedacht werden. Man sieht ohne



Weiteres, daß dazu nur der Stab AB dienen kann; denn über jedem anderen Stabe läßt sich keine Momentengleichung aufstellen, weil in ihr die Winkeländerung bei A aufträte, die nicht in Form der Clapeyron'schen Gleichung ausgedrückt werden kann, da A ein Gelenkpunkt ist. Die Abstände der Knotenpunkte C und D von der Geraden AB seien c und d . Für die Momentengleichung über AB gilt dann die Bedingung: $\Delta w_A \cdot d + \Delta w_C \cdot c = 0$.

Sie lautet daher:

$$1. \left[M_B \cdot b' + 2 M_C (b' + h') + M_D \cdot h' + \frac{q b^2 \cdot b'}{4} \right] c + \left[M_C \cdot h' + 2 M_D \cdot h' \right] d = 0$$

dazu kommt wie bisher die Momentengleichung über AB :

$$2. \left[2 M_B (s' + h') + M_C \cdot b' + \frac{q b^2 \cdot b'}{4} \right] + \left[M_B \cdot b' + 2 M_C (b' + h') + M_D \cdot h' + \frac{q b^2 \cdot b'}{4} \right] = 0$$

Die weiter erforderlichen Gleichgewichtsbedingungen gewinnt man in diesem und ähnlichen Fällen am bequemsten dadurch, daß man sämtliche Momente durch die an einem Auflager angreifenden Kräfte ausdrückt:

$$z. B. M_B = A \cdot a + H_A \cdot h; M_C = A \cdot l + H_A \cdot h - \frac{q b^2}{2};$$

$$M_D = A \cdot l - \frac{q b^2}{2}$$

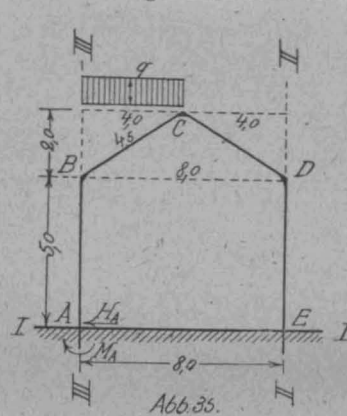
Hieraus ergibt sich:

$$3. \dots \dots M_B - M_C + \frac{M_D (l - a)}{l} = \frac{q b^2 a}{2l}$$

Die Auflösung der Gleichungen, nach Einsetzen bestimmter Zahlenwerte, bedarf keiner Erläuterung.

Es bleibt nunmehr noch zu zeigen, daß in ganz ähnlicher Weise auch beliebige polygonale Rahmen, über deren Form keinerlei Voraussetzung gemacht zu werden braucht, berechnet werden können. Es wird genügen, dafür ein Beispiel zu bringen.

Beispiel 18. Der eingespannte Rahmen mit geknicktem Riegel nach Abb. 35. Der Rahmen wird zwecks



Aufstellung der Momentengleichungen auf drei verschiedene Stabrichtungen projiziert gedacht, und die Abstände seiner Knotenpunkte von ihnen werden bestimmt. Im vorliegenden Beispiel sind dazu am besten geeignet die Stäbe AE (I—I), DE (II—II) und AB (III—III).

Mit den in der Abbildung angegebenen Stablängen sind, wenn das Trägheitsmoment überall gleich angenommen wird, die Winkeländerungen:

$$\Delta w_A = 2 M_A \cdot 5,0 + M_B \cdot 5,0$$

$$\Delta w_B = M_A \cdot 5,0 + 2 M_B (5,0 + 4,5) + M_C \cdot 4,5 + q \cdot \frac{4,0^3 \cdot 4,5}{4}$$

$$\Delta w_C = M_B \cdot 4,5 + 2 M_C (4,5 + 4,5) + M_D \cdot 4,5 + q \cdot \frac{4,0^3 \cdot 4,5}{4}$$

$$\Delta w_D = M_C \cdot 4,5 + 2 M_B \cdot (4,5 + 5,0) + M_E \cdot 5,0$$

$$\Delta w_E = M_D \cdot 5,0 + 2 M_E \cdot 5,0$$

Um nun die erforderlichen Gleichgewichtsbedingungen zwischen den Momenten zu erhalten, drückt man wie bei Beispiel 17 bereits geschehen, zweckmäßig sämtliche Momente durch die an einem Stabende angreifenden Kräfte aus, etwa durch A, H_A, M_A . Man erhält:

$$M_B = H_A \cdot 5,0 + M_A$$

$$M_C = A \cdot 4,0 + H_A \cdot 7,0 + M_A - q \cdot \frac{4,0 \cdot 4,0}{2}$$

$$M_D = A \cdot 8,0 + H_A \cdot 5,0 + M_A - q \cdot 4,0 \cdot 6,0$$

$$M_E = A \cdot 8,0 + M_A - q \cdot 4,0 \cdot 6,0$$

Setzt man diese Werte in die Δw ein, wie es bei Rahmen mit einer größeren Anzahl von Knotenpunkten vorteilhaft ist, um umständliche Gleichungen zwischen den Momenten zu vermeiden, so erhält man:

$$\Delta w_A = 25 H_A + 15 M_A$$

$$\Delta w_B = 18 A + 126,5 H_A + 28,5 M_A - 18 q$$

$$\Delta w_C = 108 A + 171 H_A + 27 M_A - 234 q$$

$$\Delta w_D = 210 A + 126,5 H_A + 28,5 M_A - 612 q$$

$$\Delta w_E = 120 A + 25 H_A + 15 M_A - 360 q$$

Demnach ergeben die Gleichungen

$$\sum \Delta w \cdot h = 0 \text{ bezogen auf } AB:$$

$$\Delta w_B \cdot 5,0 + \Delta w_C \cdot 7,0 + \Delta w_D \cdot 5,0 = 0$$

d. h. nach Einsetzen der Werte:

$$1. 1896 A + 2462 H_A + 474 M_A - 4788 q = 0$$

bezogen auf DE:

$$\Delta w_A \cdot 8,0 + \Delta w_B \cdot 8,0 + \Delta w_C \cdot 4,0 = 0$$

oder vereinfacht $(\Delta w_A + \Delta w_B) 2 + \Delta w_C = 0$

$$2. 144 A + 474 H_A + 114 M_A - 270 q = 0$$

bezogen auf AB:

$$\Delta w_D \cdot 8,0 + \Delta w_E \cdot 8,0 + \Delta w_C \cdot 4,0 = 0$$

oder $(\Delta w_D + \Delta w_E) 2 + \Delta w_C = 0$

$$3. 768 A + 474 H_A + 114 M_A - 2178 q = 0.$$

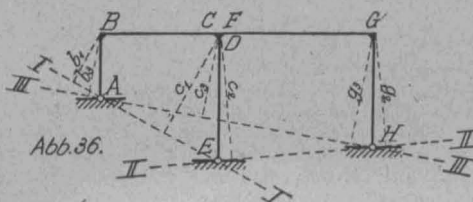
Aus diesen Gleichungen folgt:

$$A = +3,06 q; H_A = -0,62 q; M_A = +1,07 q$$

und gemäß den obigen Ansätzen

$$M_B = -2,03 q; M_C = +0,17 q; M_D = -1,55 q; M_E = +1,55 q.$$

Beispiel 19. Kurz erwähnt werden möge noch der Fall des mehrstieligen Rahmens mit ungleich hohen Stützen mit Fußgelenken nach Abbildung 36.



Das System ist dreifach statisch unbestimmt; die drei erforderlichen Elastizitätsgleichungen ergeben sich durch Aufstellen der Momentengleichungen über AE (I-I), EH (II-II) und AH (III-III) zu:

$$1. b_1 \cdot \Delta w_{ABC} + c_1 \cdot \Delta w_{BCDE} = 0$$

$$2. c_2 \cdot \Delta w_{EDFG} + g_2 \cdot \Delta w_{FGH} = 0$$

$$3. b_3 \cdot \Delta w_{ABC} + c_3 \cdot \Delta w_{BCFG} + g_3 \cdot \Delta w_{FGH} = 0,$$

worin die Δw wie bisher durch die Clapeyron'sche Gleichung ausgedrückt sind.

IV. Die Berücksichtigung des Einflusses der Temperatur und der Normalkräfte.

Der Einfluß der Temperatur auf biegungsfeste Systeme kann bekanntlich ein Doppelter sein: einmal kann ein Temperaturunterschied zwischen den verschiedenen Fasern des gleichen Stabes auftreten, sodann aber können einzelne Stäbe oder das gesamte Tragwerk eine Erwärmung oder Abkühlung im Ganzen erfahren.

Was die Temperaturwirkung durch ungleiche Erwärmung verschiedener Seiten des gleichen Stabes anbetrifft, so bedarf es nur des Hinweises auf die Clapeyron'sche Gleichung in ihrer allgemeinen Form. Durch Einführen des Temperaturgliedes $3 \epsilon E J_c \frac{\Delta t \cdot l}{h}$ in die

Gleichung wird die Temperaturwirkung dieser Art sehr einfach berücksichtigt.

Beispiel 20. Die Momenten-Gleichungen lauten für den dreistieligen Rahmen der Abb. 37 bei ungleicher Erwärmung des Riegels: [h_1 u. h_2 sind die Trägerhöhen].

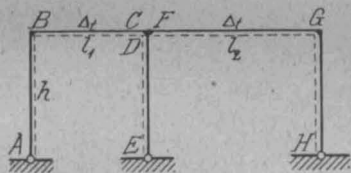


Abb. 37.

$$1. M_B(2h' + 3l_1') + 3M_C \cdot l_1' + 2M_D \cdot h' - 3 \epsilon E J_c \frac{\Delta t \cdot l_1}{h_1} = 0$$

$$2. -2M_D \cdot h' + 3M_F \cdot l_2' + M_G(3l_2' + 2h') - 3 \epsilon E J_c \frac{\Delta t \cdot l_1}{h_2} = 0$$

$$3. M_B \cdot l_1' + 2M_C \cdot l_1' + 2M_F \cdot l_2' + M_G \cdot l_2' - 3 \epsilon E J_c \left(\frac{\Delta t \cdot l_1}{h_1} + \frac{\Delta t \cdot l_2}{h_2} \right) = 0$$

dazu für Gleichgewicht der wagrechten Kräfte:

$$4. \dots \dots \dots \frac{M_B}{h} - \frac{M_D}{h} - \frac{M_G}{h} = 0$$

und die Knotenpunktgleichung

$$5. \dots \dots \dots M_C = M_D = M_F$$

Aus diesen 5 Gleichungen sind die 5 unbekannten Momente leicht zu berechnen. —

Nicht unmittelbar in der Clapeyron'schen Gleichung zu berücksichtigen ist die zweite Art der Temperatureinwirkung, die durch eine gleichmäßige Erwärmung ganzer Stäbe oder des Systemes eintritt. Da sie eine Längenänderung der betreffenden Teile bewirkt, kann sie demgemäß nur durch Berücksichtigung dieser Längenänderung in der Gleichung für die Winkeländerungen

rechnerisch erfaßt werden. Es wird genügen das Verfahren an einem Beispiel zu zeigen.

Beispiel 21. Der bereits in Beispiel 17 (Abb. 34) behandelte Trapezrahmen mit einseitiger Einspannung soll für eine gleichmäßige Erwärmung um t° untersucht werden. Die Längenänderung eines jeden Stabes ist $\epsilon t l$, daher für Stab

$$AB: \delta_{AB} = \epsilon t \cdot s; BC: \delta_{BC} = \epsilon t b; CD: \delta_{CD} = \epsilon t h$$

Für AD ist, da die Auflager als unverschieblich angenommen werden sollen, $\delta_{AD} = 0$.

Nun ist wie oben abgeleitet, das in die Gleichung $6 E J_c \cdot \Delta l = \Sigma \Delta w \cdot h$ einzuführende Glied $\Delta l = \delta_{so} - \Sigma \delta_s \cdot \cos \alpha$.

Demgemäß ergibt sich für die Projektion des Rahmens auf I-I:

$$\Delta l_I = \delta_{AD} - \delta_{AB} \cdot \cos(AB) - \delta_{BC} \cdot \cos(BC) - \delta_{CD} \cdot \cos(CD)$$

$$= 0 - \epsilon t s \cdot \frac{a}{s} - \epsilon t b \cdot 1 - \epsilon t h \cdot 0$$

$$= -\epsilon t(a + b) = -\epsilon t l$$

Ebenso für die Projektion auf Richtung II

$$\Delta l_{II} = \epsilon t s + \epsilon t b \cdot \frac{e}{b} - \epsilon t h \cdot \frac{f}{h} = +\epsilon t(s + e - f) = +\epsilon t l_1$$

Die Elastizitätsgleichungen lauten daher

$$1. [2M_B(s' + b') + M_C(b' + h') + M_D \cdot h'] h = 6 E J_c \Delta l_I = -6 \epsilon E J_c t \cdot l$$

$$2. [M_B \cdot b' + 2M_C(b' + h') + M_D \cdot h'] c + [M_C \cdot h' + 2M_D \cdot h'] d = 6 E J_c \Delta l_{II} = +6 \epsilon E J_c t \cdot l_1$$

während eine Gleichgewichts-Beziehung zwischen den Momenten, in gleicher Weise wie bei Beispiel 16 aufgestellt lautet:

$$3. \dots \dots \dots M_B - M_C + \frac{M_D(l - a)}{l} = 0.$$

Aus den Gleichungen 1-3 sind die Werte $M_B - M_D$ zu bestimmen. —

In ähnlicher Weise wie ein Temperatureinfluß der zweiten Art zu behandeln ist die Wirkung der Normalkräfte. Der Unterschied der Berechnung besteht nur darin, daß die die Längenänderungen bewirkenden Normalkräfte von den zu bestimmenden Momenten abhängig sind. Auch hier wird ein Beispiel für das Verfahren genügen.

Beispiel 22. Die Stäbe des Trapezrahmens nach

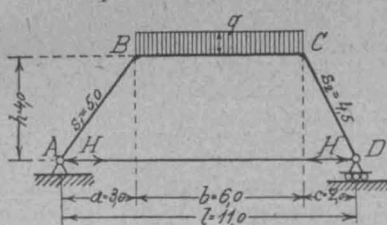


Abb. 38.

Abbildung 38 sollen durchweg das Trägheitsmoment $J = 0,01 \text{ m}^4$ und den Querschnitt $F = 0,25 \text{ m}^2$ besitzen. Die Fußpunkte seien durch ein Zugband mit dem Querschnitt $F_1 = 0,005 \text{ m}^2$ verbunden, dessen Elastizitätsmodul

$E_1 = 10 E$ sei, wenn E den Elastizitätsmodul der Rahmenstäbe bedeutet.

Es sind die Normalkräfte der verschiedenen Stäbe durch die Momente auszudrücken.

Es ist:

$$A = \frac{q \cdot 6,0 \cdot (2,0 + 3,0)}{11,0} = 2,73 q$$

$$B = \frac{q \cdot 6,0 \cdot (3,0 + 3,0)}{11,0} = 3,27 q$$

$$\text{Aus } M_B = A \cdot 3,0 + H \cdot 4,0 \text{ und } M_C = B \cdot 2,0 + H \cdot 4,0 \text{ folgt:}$$

$$1. \dots \dots M_B - M_C = A \cdot 3,0 - B \cdot 2,0 = 1,64 q$$

$$H = \frac{1}{4,0} (M_B - A \cdot 3,0) = 0,25 M_B - 2,04 q$$

Dann ist:

$$N_{AB} = -A \cdot \frac{h}{s_1} + H \cdot \frac{a}{s_1} = -\frac{2,73 q \cdot 4,0}{5,0} + \frac{0,25 M_B \cdot 3,0}{4,0} - \frac{2,04 q \cdot 3,0}{5,0} = -3,40 q + 0,15 M_B$$

$$N_{BC} = H = 0,25 M_B - 2,04 q$$

$$N_{CD} = -\frac{B \cdot h}{s_2} + \frac{H \cdot c}{s_2} = -\frac{3,27q \cdot 4,0}{4,5} + \frac{0,25 M_B \cdot 2,0}{4,5} - \frac{2,04q \cdot 2,0}{4,5} = -3,82q + 0,11 M_B$$

$$N_{AD} = -H = -0,25 M_B + 2,04q$$

Es sind daher die Längenänderungen der Stäbe:

$$\delta_{AB} = \frac{5,0}{E F} (0,15 M_B - 3,40q)$$

$$\delta_{BC} = \frac{6,0}{E F} (0,25 M_B - 2,04q)$$

$$\delta_{CD} = \frac{4,5}{E F} (0,11 M_B - 3,82q)$$

$$\delta_{AD} = -\frac{11,0}{E_1 F_1} (0,25 M_B - 2,04q)$$

Infolgedessen ist für die über AB aufzustellende Momentengleichung der Wert

$$\begin{aligned} \Delta l &= \delta s_o - \Sigma \delta s \cdot \cos \alpha = \\ \delta_{AD} - \delta_{AB} \cos(A B) - \delta_{BC} \cdot \cos(B C) - \delta_{CD} \cdot \cos(C D) &= \\ = -\frac{11,0}{E_1 F_1} (0,25 M_B - 2,04q) - \frac{5,0}{E F} (0,15 M_B - 3,40q) \frac{3,0}{5,0} &= \\ -\frac{6,0}{E F} (0,25 M_B - 2,04q) - \frac{4,5}{E F} (0,11 M_B - 3,82q) \frac{2,0}{4,5} &= \\ = \frac{1}{E_1 F_1} (22,5q - 2,75 M_B) + \frac{1}{E F} (30,1q - 2,17 M_B). \end{aligned}$$

Nach Einsetzen der obigen Werte für E_1 , F_1 , F folgt:

$$\Delta l = \frac{1}{E} (570q - 63,7 M_B).$$

Literatur.

Beton aus Hochofenschlacke. Ein Beitrag zur Frage der Eignung der Hochofenschlacke als Zuschlagsmaterial zu Beton und Eisenbeton, sowie zu Straßen- und Eisenbahnschotter. Von Priv.-Doz. Dr.-Ing. A. Kleinlogel, Darmstadt, z. Zt. im Felde. Berlin 1918. Verlag Wilh. Ernst & Sohn. Pr. geh. 3,40 M.

Wenn man berücksichtigt, daß bei der Erzeugung von Roheisen im Hochofen auf jede Tonne Eisen etwa eine Tonne Schlacke anfällt, so ist klar, daß bei einer Jahreserzeugung von rd. 20 Mill. t Roheisen i. J. 1913 in Deutschland allein die Erschließung eines Massenabsatzgebietes für die Schlacke eine Frage von hoher volkswirtschaftlicher Bedeutung ist. Ein solches Gebiet wäre vor allem der Betonbau, bei dem die Schlacke bereits seit etwa 25 Jahren vereinzelt als Zuschlagsmaterial zur Verwendung gekommen ist, vielfach mit bestem Erfolg. Für den Betonbauer erhebt sich aber bei der Verwendung der Schlacke die wichtige Frage: Dürfen und können sie die Schlacke ohne Gefährdung der Güte und Zuverlässigkeit ihres Erzeugnisses verwenden? Die Eisenhüttenleute bejahen diese Frage bei vorsichtiger Auswahl der Schlacke, die Betonfachleute sind nach einigen schlechten Erfahrungen, die in ihren Ursachen der Schlacke zur Last gelegt werden, stutzig geworden und namentlich die Stellungnahme des „Deutschen Beton-Vereins“, der mangels eines einfachen und sicheren Verfahrens, brauchbare von schädlicher Schlacke zu unterscheiden, eine Gewähr der Güte und Beständigkeit der zu Beton zu verarbeitenden Schlacke von den Hüttenwerken verlangt*), die diese ablehnen, hat einer ausgedehnten Verwertung der Schlacke im Betonbau den Weg verlegt.

Kleinlogel stellt sich nun die Aufgabe, zunächst die ganze Frage unter Heranziehung des bekannt gewordenen Erfahrungsmaterials, der eingehenden Untersuchungen des kgl. Mat.-Prüfungsamtes Berlin-Lichterfelde (Vergl. „Mitteilungen“ 1917 S. 73**) und der Versuche aus dem Kreise der Eisenhüttenleute kritisch zu beleuchten, wobei er auch auf die Erfahrungen zurückgreift, die bei der Verwendung von Schlacke zu Eisenbahn- und Straßenschotter, also in Fällen, wo sie den vollen Witterungseinflüssen ausgesetzt wird, gemacht worden sind. Er kommt zu dem Ergebnis, daß die Zahl der Fälle, in denen die Schuld an Zerstörun-

*) Vgl. auch die Beratungen auf der 20. Hauptversammlung des Dtsch. Beton-Vereins 1917; Bericht in den „Mitteilg.“ 1917, S. 70.
**) Besprechung des Berichtes des kgl. Mat.-Prüf.-Amtes Lichterfelde über das Ergebnis einer 3jährigen Versuchsperiode in den Mitteilungen des Amtes 1916, Heft 4 und 5.

*** Es ist dort der Wortlaut der „Richtlinien für die Lieferung von Hochofenschlacke zur Verwendung bei der Betonbereitung“, aufgestellt vom „Verein Deutsch. Eisenhüttenleute“, abgedruckt.

$$\text{daher } 6 E J \Delta l = \frac{6 \cdot E \cdot 0,01}{E} (570q - 63,7 M_B) = 34,1q - 3,82 M_B$$

Stellt man mit diesem Werte über AB die Gleichung $6 E J \Delta l = \Sigma h \cdot \Delta w$ auf, so ergibt sich:

$$2 \cdot \left[2 M_B (5,0 + 6,0) + M_C \cdot 6,0 + \frac{q \cdot 6,0^3}{4} \right] 4,0 + \left[M_B \cdot 6,0 + 2 M_C (6,0 + 4,5) + \frac{q \cdot 6,0^3}{4} \right] 4,0 = 34,1q - 3,82 M_B$$

oder vereinfacht

$$28,0 M_B + 27,0 M_C + 108q = 8,5q - 0,95 M_B$$

Nach Gleichung 1 (s. o.) ist: $M_C = M_B - 1,64q$

Es ergibt sich aus beiden Gleichungen

$$M_B = -1,02q, \quad M_C = -2,66q$$

(Ohne Berücksichtigung der Längenänderungen wäre die rechte Seite von 2. = 0, und es ergäbe sich

$$M_B = -1,16q, \quad M_C = -2,80q). -$$

Mit vorstehenden Ausführungen wären in großen Zügen die Anwendungen des Lösungsverfahrens mittels Clapeyron'scher Gleichungen umschrieben. War es auch im Rahmen dieser Abhandlung nicht möglich, jede Seite der einzelnen Aufgabe zu berühren, so wird das Vorgeführte doch ausreichen, die Grundzüge des Verfahrens klarzustellen. Seine bemerkenswerte Einfachheit wurde schon eingangs hervorgehoben; die Beispiele werden gezeigt haben, mit wie einfachen Hilfsmitteln auf diesem Wege jede Aufgabe gelöst werden kann. Und gerade für die am häufigsten vorkommenden Systeme ergaben sich dabei die weitestgehenden Vereinfachungen. So scheint das Verfahren in hervorragendem Maße berufen, insbesondere für die Praxis ein neues Hilfsmittel zu leichterem und schnellerem Bewältigung der ihr gestellten Aufgaben zu werden. —

gen für die Schlacken tatsächlich sicher nachgewiesen ist, zwar recht klein ist, daß aber die Forderung der Betonfachleute nach einer Sicherung doch berechtigt erscheint, da nach dem bisherigen Stand eine Beurteilung der Güte der Schlacke vorweg nur durch die Hüttenwerke selbst erfolgen kann, von diesen aber auch nach den Feststellungen des kgl. Mat.-Prüfungsamtes mit ziemlicher Sicherheit. Die Werke müßten sich also mindestens auf die von den Eisenhüttenleuten selbst aufgestellten „Richtlinien“ für die Auswahl der Schlacken (Vergl. „Mitteilg.“ Jahrg. 1917 S. 103***) (wie die Zementfabrikanten auf ihre Normen) verpflichten, was sie bisher ablehnen. Die Untersuchungen haben ferner festgestellt, daß die Frage der Beständigkeit der Schlacke weniger in chemischen Eigenschaften (wenn hier auch unter Umständen gewisse Grenzwerte im Kalk- und Gipsgehalt eine Rolle spielen), als in physikalischen ihre Ursache haben, vor allem in inneren Spannungen, die sich vielleicht durch entsprechende Abkühlungsvorschriften (wie bei den Schlackenpflastersteinen) beseitigen lassen. Neben entspr. Vorschriften für die Auswahl der Schlacke kommt Kleinlogel daher zu dem Vorschlag: einer, zunächst wenigstens in kleinem Maßstab versuchsweise durchzuführenden, besonderen thermischen Behandlung der Schlacke, einer Vorschrift der Lagerung der Schlacke für wenigstens 6 Monate nach dem Anfall vor Abgabe, einer Forderung der Mitteilung der chemischen Analyse von Stichproben der Schlacke, um auf auffällige Abweichungen der chemischen Zusammensetzung der Schlacke desselben Werkes aufmerksam gemacht zu werden, besonders auf die Erreichung der erwähnten Grenzwerte der Zusammensetzung, schließlich der Ausbildung eines zweckmäßigen Prüfungsverfahrens für die voraussichtliche Beständigkeit der Schlacke im Sinn einer einfachen oder beschleunigten Raumbeständigkeitsprobe im Laboratorium, auf die übrigens schon in den „Richtlinien“ gewissermaßen hingewiesen wird. Danach müßte nach dem Verfasser besonders gestrebt werden, dann würde wohl auf die formelle Gewährleistung Verzicht geleistet werden können und eine Annäherung der sich jetzt schroff gegenüber stehenden Anschauungen der Betonfach- und Eisenhüttenleute erreicht werden können.

Die kleine Schrift gibt einen klaren Ueberblick über die Streitfrage und charakterisiert in zutreffender Weise die wichtigsten Streitpunkte. Die Vorschläge sind jedenfalls einer eingehenden Prüfung durch Alle wert, die der Schlacke ein weiteres Absatzgebiet schaffen möchten. —

Fr. E.

Inhalt: Die Clapeyron'sche Gleichung als Grundlage der Rahmenberechnung. (Schluß.) — Literatur. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachf. P. M. Weber in Berlin.

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

15. Jahrgang 1918.

№ 23.

Die Bauten der „Königsberger Speicher-Aktien-Gesellschaft“ am Hafenbecken IV des neuen Industrie- und Handelshafens in Königsberg i. Pr.

Von Stadtbaurat Kutschke in Königsberg i. Pr. (Schluß aus No. 21.) Hierzu die Abbildungen S. 140 und 141.



Wie für die Tiefe des Speichers sind vier zusammen gebaute Einzelspeicher vereinigt, vgl. Abbildung 9—14. Die beiden einander gleichen Eckspeicher erhalten einen größeren Fassungsraum als die beiden einander gleichen Mittelspeicher. Sowohl für die Einzelabteilungen jedes Speichers, wie auch für die Geschosse und deren Höhen so- peichers sind dieselben Grund- lagen und Annahmen gewählt wie bei dem Zwangsein- lagerungs-Speicher. Die Länge des Gruppenspeichers be- trägt 77,9^m, und zwar entfallen auf jeden der beiden Eck- speicher je 6 Felder, auf jeden der beiden Mittelspeicher je 4 Felder. Da das Fördersystem in den beiden Mittel- speichern in der Querachse des Speichers verläuft und die zugehörigen Elevatoren auf der Wasserseite liegen, sind zur Aufnahme der Elevatorköpfe Dachgiebel auf der Wasserseite angeordnet. Zwischen diesen beiden Dachgiebeln ist das für die beiden Mittelspeicher ge- meinsame Treppenhaus hochgezogen.

Die Elevatoren der Eckspeicher sind in den Gie- beln des Speichers untergebracht. Die Einzelspeicher sind durch Brandmauern von einander getrennt. Die beiden Eckspeicher erhalten je ein besonderes auf der Wasserseite angeordnetes Treppenhaus. Auf der Land- seite ist bei den Zwischenwänden zwischen Eckspeicher und Mittelspeicher in jedem Geschoß ein Feuerbalkon angeordnet.

Für die Berechnung der Aufnahmefähigkeit sind dieselben Annahmen gemacht wie bei dem Zwangsein- lagerungs-Speicher.

Jeder der vier Speicher ist für sich mit gesonderten Förder- und Verteilungsanlagen ausgestattet. Die För- deranlage in den beiden Eckspeichern ist im wesent- lichen übereinstimmend mit der des Zwangseinlage- rungs-Speichers, während die Förderanlage in den beiden Mittelspeichern senkrecht zur Längsachse verläuft und mit Drehrohrsystem ausgestattet ist.

Es kann in jedem Speicher von zwei Stellen aus Eisenbahnwagen eingespeichert werden, und zwar so- wohl auf der Wasser- wie auf der Landseite. Die An- nahme-Elevatoren liegen bei den beiden Eckspeichern

in der Mitte der Giebelseite und bei den beiden Mittel- speichern auf der Wasserseite. Sie erhalten das Ge- treide durch Vermittlung von Förderbändern, welche auf der Wasser- bzw. Landseite durch Schüttrichter mit Vorbehältern beschickt werden. Die Einschütt- öffnungen sind mit Schutzdächern überdacht. Die An- nahme-Elevatoren heben das Getreide nach der Emp- fangswage mit vorgeschaltetem Vorbehälter. Von der Empfangswage gelangt das Getreide durch die Haupt- elevatoren nach dem Dachgeschoß und wird in den Eckspeichern auf die oben angeordneten Bänder und von da durch die entsprechend eingestellten verschie- baren Abwurfwagen und das Fallrohrsystem in die be- treffenden Lagerabteilungen geschüttet, während in den Mittelspeichern das Getreide nach dem Verlassen der Hauptelevatoren unmittelbar durch Drehrohrsystem oder durch Vermittlung eines kurzen Zwischenbandes nach dem Fallrohr der betreffenden Lagerabteilung ge- führt wird.

Die Einspeicherung vom Schiff geschieht in der- selben Weise wie bei dem Speicher für Zwangseinlage- rungen.

Eine Umspeicherung des Getreides nach einer senk- recht darunter liegenden leeren Abteilung eines anderen Geschosses ist wiederum ohne weiteres durch das be- treffende Fallrohr möglich. Wird eine Umspeicherung nach anderen Abteilungen nötig, so fällt das Getreide durch das betr. Fallrohr auf das an der Decke des Keller- geschosses angeordnete untere Band, wobei das im Erd- geschoß unterbrochene Fallrohrsystem an der betreffen- den Stelle durch ein fahrbares Einsteckrohr verbunden wird. Das Getreide wird alsdann zum Hauptelevator geführt, zum Dachgeschoß gehoben, gelangt auf das Oberband bzw. in das Drehrohrsystem und wird durch das betr. Fallrohr in die neue Lagerabteilung ausge- schüttet.

Zur Ausspeicherung ins Schiff wird das Getreide aus der betr. Abteilung durch das Fallrohr auf das Unter- band geschüttet, zu einem Annahme-Elevator geführt, von diesem gehoben und in die Ausgabewage mit vorgeschal- tetem Vorbehälter gegeben. Von hier aus gelangt das Getreide zu einem Hauptelevator, wird von diesem ge- hoben und gelangt auf das Verlade- bzw. Verbindungs- band oder unmittelbar durch das zugeordnete Verlade-

rohr ins Schiff. In den Eckspeichern ist je eine Ausgabewage im Dachgeschoß vorgesehen, so daß auch ohne Zwischenschaltung eines Annahme-Elevators ausgespeichert werden kann. Damit möglichst viele Schiffe von der Speichergruppe aus gleichzeitig beladen werden können, sind die Verladerohre der Eckspeicher ganz an die Speicherecken gelegt.

Gesacktes Gut wird mit Hilfe des vorgesehenen Sackverlade-Elevators dem Schiff zugeführt.

Soll das Getreide bearbeitet werden, so wird es zunächst auf gleichem Wege wie bei der Ausspeicherung nach dem Reinigungs- oder Annahme-Elevator geführt, von diesem gehoben und durchläuft dann die in mehreren Geschossen übereinander anzuordnenden Bearbeitungsmaschinen. Alsdann wird es zum Hauptelevator gebracht,

Getreides bzw. eine Umspeicherung von einer oberen zu einer senkrecht darunter liegenden Abteilung eines anderen Geschosses vornehmen, wo die betr. Fallrohre nicht für die vorgenannten Bewegungen in Anspruch genommen sind.

Unabhängig von allen vorstehenden Bewegungen kann die Ausspeicherung gesackten Getreides in die Eisenbahn oder in Fuhrwerke geschehen.

Auch bei dem Gruppenspeicher ist die Benutzung der Lagerräume, soweit sie ebene Böden haben, für Stückgut vorgesehen. Zur Beförderung der Güter sind bei jedem Speicher ein Fahrstuhl, sowie Lukenwinden am Giebel bzw. auf der Landseite angeordnet.

Das Kraftwerk soll neben dem Zwangseinlagerungs-Speicher errichtet werden und soll die Speicher

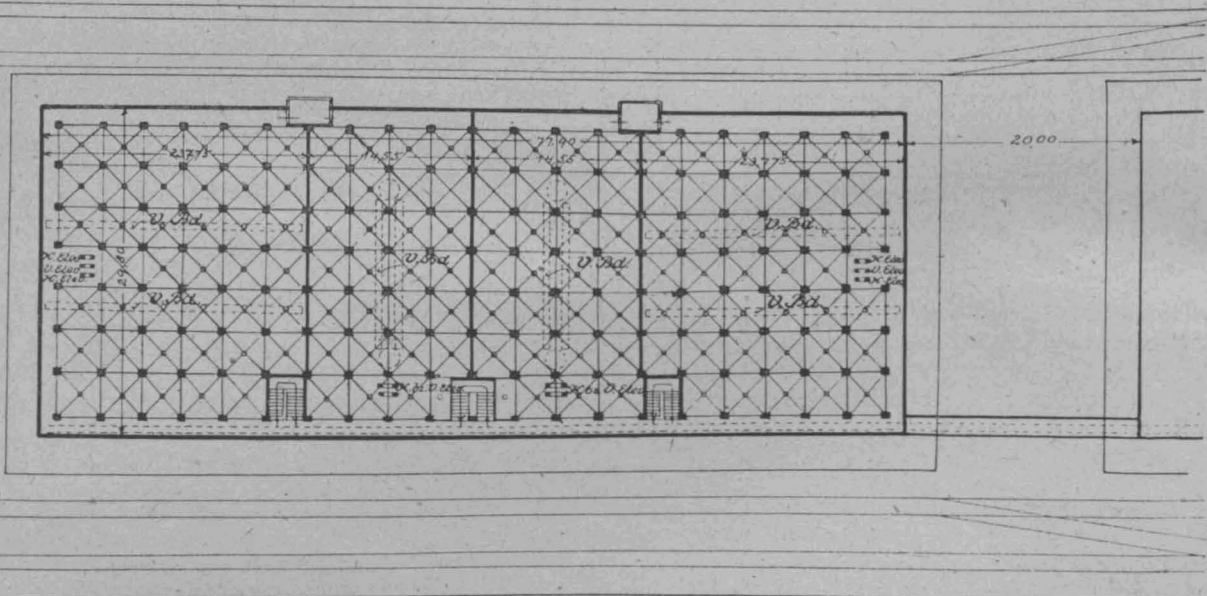


Abbildung 11. Grundriß des VII. Obergeschosses des Gruppenspeichers (vergl. S. 140 und 141).

von diesem zum Dachgeschoß gehoben, gelangt auf das Oberband, bzw. in das Drehrohrsystem und durch das betreffende Fallrohr in die betreffende Lager-Abteilung.

Die Ausspeicherung in Eisenbahn oder Fuhrwerk geschieht in ähnlicher Weise wie beim Zwangseinlagerungs-Speicher.

Soll an zwei Stellen eingespeichert werden, so kann nicht umgespeichert werden und umgekehrt. Soll das Getreide bearbeitet werden, so kann außerdem in den Mittelspeichern entweder einmal eingespeichert, in den Eckspeichern dagegen einmal eingespeichert und einmal ausgespeichert werden. Außer den vorgenannten Bewegungen läßt sich überall dort eine Absackung des

mit elektrischem Strom für Kraft und Licht und die Getreidetrocknerei mit Dampf versorgen.

Das Werk besteht aus einer Maschinenhalle, einem Kesselhaus, einem Betriebsführerraum, einem Treppenhaus, Abortanlage, einer Werkstatt mit darüberliegendem Vorratsraum, einem oben gelegenen Reserveraum, welcher zum Aufenthalt der Mannschaften oder für Bürozwwecke benutzt werden kann, und aus einem Kohlenlagerplatz.

Die Bauten sind im Juli 1916 in Angriff genommen worden und sollten so gefördert werden, daß sie am Ende des Jahres 1917 in Betrieb hätten genommen werden können. Die Kriegslage hat es, wie schon erwähnt, nicht dazu kommen lassen. —

Dünne Betondächer auf Eisenkonstruktion.

Von Privatdozent Dr.-Ing. A. Kleinlogel, Darmstadt, z. Zt. im Felde.



Auf meine Abhandlung in No. 11 und 12 der „Mitteilungen“ ist in No. 14 eine Erwiderung erschienen, die mir infolge meiner Abwesenheit im Felde erst kürzlich zur Kenntnis gekommen ist. Ich habe darauf kurz Folgendes zu sagen: Ich glaube wohl, daß dem Verfasser dieser Erwiderung Hr. D.-Ing. Müller in Dortmund, „jenes Bauwerk bezüglich seiner Herstellung und baulichen Durchbildung genau bekannt“ ist, denn er ist z. Zt. Oberingenieur derjenigen Firma, welche nun von der Bauherrschaft für die Folgen der eingetretenen Schäden mit in Anspruch genommen wird*). Die Richtung seines „Gedankenganges“ ist damit gegeben. Er versucht nun von der Betonkonstruktion alle Schuld abzuwälzen und sieht den Grund für die vorhandenen zahllosen Rißschäden einzig und allein „in der zu großen Nachgiebigkeit der tragenden Eisenkonstruktion“.

Bezeichnend für die ganze Sachlage ist das von Hr. Dr. Müller an die Spitze seiner Darlegungen gesetzte eigene Zugeständnis: „Zunächst gebe ich ohne Weiteres zu, daß das Fehlen jeglicher Dehnungsfuge in der Dachhaut als ein Mangel bezeichnet werden muß“. Da ich in meinen, an anderer Stelle niedergelegten, in den „Mitteilungen“ nur teil-

und nur auszugsweise wiedergegebenen Ausführungen nichts Anderes behauptet habe, sondern lediglich die Folgen dieses, nunmehr auch von der Gegenseite zugegebenen Mangels theoretisch klarzulegen und zu begründen mich bemüht habe, so wären wir in diesem Punkt einig.

Hr. Dr. Müller will hinsichtlich der Folgen des an sich zugegebenen Mangels nicht bestreiten, daß „das Fehlen einer oder mehrerer Dehnungsfugen höchstens hätte zur Folge haben können, daß sich in der Dachhaut in gewissen ansehnlichen Abständen natürliche Dehnungsfugen in Form von Rissen und vielleicht auch zwischen diesen Hauptfugen hier und dort Nebenrisse gebildet hätten“. Damit ist eigentlich bereits Alles gesagt. Wir sind aber inzwischen in der Erkenntnis der Eigenschaften und des Verhaltens des Eisenbetons, namentlich in der Frage der Rissebildung einen erheblichen Schritt weiter gekommen und wissen, daß solche „Hauptfugen“ nur das darstellen, was dem unbewaffneten Auge zunächst von außen sichtbar ist. Dazwischen aber sind in vielen Fällen — gewiß nicht in allen — noch die von

*) Anmerkung der Schriftleitung. Diesen Umstand hätte Hr. Dr. Müller allerdings von vornherein klar stellen müssen. Im übrigen glauben wir, daß die Frage, soweit sie allgemeineres Interesse bietet, nun ausreichend erörtert ist.

Hrn. Dr. Müller selbst vermuteten „Nebenrisse“ vorhanden, die eben im vorliegenden Fall infolge der ausnahmsweisen Häufung von ungünstigen örtlichen Verhältnissen so zahlreich und so ausgeprägt in die Erscheinung getreten sind, daß auch sie dem Beschauer sofort in die Augen fallen. Es hätte sich aber Niemand, außer wegen des unschönen Eindruckes, um diese Risse gekümmert, wenn nicht die damit verbundenen Formänderungen auch das deckende Ruberoid in Mitleidenschaft gezogen und dieses zum Reißen gebracht hätten. Also auch hier gibt Hr. Dr. Müller Möglichkeiten zu, die eben in diesem Sonderfall leider zu Wirklichkeiten geworden sind, die sich sehr unangenehm bemerkbar machen.

Die von Hr. Dr. Müller angestellten rechnerischen Ermittlungen der vermutlich aufgetretenen Betonzug- und Eisendruck-Spannungen gründen sich auf die Annahme eines Abstandes der Eiseneinlagen von der Unterkante Beton von 2 cm. Die tatsächlichen Verhältnisse liegen aber so, daß für den größeren Teil der Dachfläche von einem „Abstand“ der Eiseneinlagen überhaupt nicht die Rede sein kann: die Eiseneinlagen waren beim Betonieren nicht angehoben worden, lagen infolgedessen auf der Schalung unmittelbar auf und mußten nachträglich angeputzt werden. Der Eindruck der inneren Betonfläche des Daches, von unten gesehen, ist daher der eines rhombischen Musters, da die gekreuzt verlegten Bewehrungen überall durchscheinen. Die von Hr. Dr. Müller selbst erwähnte mögliche „nicht genügende sorgfältige Ausführung“ bewegt sich also weniger in der Richtung, daß die Eiseneinlagen „stellenweise mit dem Schwerpunkt der reinen Betonfläche zusammenfallen“, als in entgegengesetzter Richtung.

Die Zulässigkeit der nach dem Beispiel von Herzka angestellten theoretischen Ermittlungen möge zunächst dahin gestellt bleiben — ich gehöre nicht zu Denjenigen, die dem Anderen Alles abstreiten wollen. Aber es handelt sich hier um die Wertung der auf theoretischem Wege gewonnenen Ergebnisse. Und da möchte ich auch hier unzweideutig zum Ausdruck bringen, daß ich unter den gegebenen Verhältnissen eine Zugspannung von 7,2 kg/qcm (nach Müller) für baumäßig hergestellten Bimsbeton für durchaus unzulässig halte. Man bedenke doch die tatsächlichen Umstände! Ein in großer Höhe, bei 45° Neigung der Dachfläche hergestellter Beton, der mit gekreuzten Eiseneinlagen versehen werden soll und den Witterungseinflüssen in ganz besonderem Maß ausgesetzt ist, kann eine solche Zugspannung, vollends bei Einwirkung der mit Sicherheit anzunehmenden immerwährenden Wiederholungen des Spannungswechsels, auf die Dauer nicht ertragen, ohne zu reißen, selbst wenn man der Güte des Bimsbetons alle möglichen Zugeständnisse macht, für die aber hier gar keine Veranlassung vorliegt. Und unter den nun einmal vorhanden gewesen und noch vorhandenen ausnahmsweise ungünstigen örtlichen Verhältnissen halte ich das von mir angenommene Schwindmaß des Bimsbetons für berechtigt. Im übrigen sind wir hierin noch auf weitere Versuche angewiesen, welche voraussichtlich vom „Deutschen Ausschuß für Eisenbeton“ bald in Angriff genommen werden (siehe Gehler, Erläuterungen). Die von mir durchgeführten Berechnungen stützen sich aber viel zuverlässiger auf die von dem Bimsbeton vermutlich geleistete Zugfestigkeit vor dem Reißen; in dieser Hinsicht kann man die Dinge drehen und wenden wie man will: es ergibt sich jedesmal, daß der Beton an der Grenze des Möglichen angelangt war — selbst nach der Rechnung von Dr. Müller.

Ferner: Ist es denn ein Fehler von mir gewesen, wenn ich „die über den Stoßstellen der eisernen Pfetten auf-

getretenen Risse mit der Drehung der Pfetten-Enden in unmittelbaren Zusammenhang“ gebracht und „somit selbst zugegeben habe, daß Formänderungen der Tragkonstruktion als unmittelbare Ursache der Ribbildung an diesen Stellen in Frage kommen“? — Ich habe hier nichts „zugegeben“, sondern ich habe sogar behauptet, daß dem so sei; ich verstehe also nicht, inwiefern da ein Gegensatz in den Auffassungen vorhanden sein soll. Ich habe somit nicht dem Beton allein die Schuld an den eingetretenen Schäden zugemessen, sondern bin vielmehr auch den anderen möglichen Ursachen nachgegangen. Ja ich erblicke sogar dort im Pfettenstoß den einen Ausgangspunkt der Risse. Darin werden wir wohl wiederum übereinstimmen. Um jedem weiteren Mißverständnis vorzubeugen, wiederhole ich hier aus meinem Gutachten, daß ich dort sogar u. a. gesagt habe, daß es das Gegebenste und das Natürlichste gewesen wäre, wenn sich die ausführende Firma an diese bereits in der Eisenkonstruktion vorhandenen Stoßfugen gehalten und weiter nichts getan hätte, als diese gegebenen Fugen zu richtigen Bewegungsfugen in der Betonkonstruktion auszubauen. Dann wäre vermutlich Alles anders gekommen und es hätten sich die trotz der gedachten Bewegungsfugen auftretenden weiteren Formänderungen nicht soweit auszuwachsen können, daß es bis zum Reißen des Dachbelages gekommen wäre. Und das ist hier der springende Punkt. Wer die örtlichen Verhältnisse und die Einzelheiten der Ausführung kennt, wird die von mir oben wiedergegebene Forderung nach Bewegungsfugen entlang der Pfettenstöße für etwas geradezu Selbstverständliches halten.

Sodann darf ich auf einen auffallenden Widerspruch in den Darlegungen von Hr. Dr. Müller aufmerksam machen, der die Stellungnahme desselben genügend kennzeichnet. Es ist dies die Rolle der eisernen Pfetten hinsichtlich ihrer Haftfestigkeit am Beton. Auf S. 89 links oben benötigt Hr. Dr. Müller diese Haftfestigkeit, um mit deren Hilfe die Verteilung der Längenänderungen auf eine größere Strecke zu beweisen, auf S. 90 aber, wo die Haftfestigkeit störend in die Beweisführung fallen würde, wird behauptet, daß die Pfetten infolge ihres Rostschutzanstriches gar keinen Verbund mit dem Beton eingehen.

Unzutreffend ist auch die Behauptung, daß das unmittelbar neben dem in Frage stehenden Gebäude vorhandene Dach „keine Risse“ aufweisen soll. Bei der von mir vorgenommenen örtlichen Besichtigung bin ich auf diesen Umstand ebenfalls aufmerksam gemacht worden. Eine genaue Untersuchung ergab jedoch sofort das Vorhandensein von ebenfalls zahlreichen Rissen, die aber infolge der etwas geschützteren Lage und infolge einer etwas anderen Konstruktion des Daches noch nicht denjenigen Grad von Ribweite erreicht haben und hoffentlich auch nicht erreichen werden, der für das Undichtwerden des Belages notwendig ist.

Wenn nun neuerdings Maßnahmen im Gang sind, die Eigenbewegungen der eisernen Dachkonstruktion durch Meßvorrichtungen genau festzustellen, so werden die Ergebnisse zweifellos dazu beitragen, das Bild weiterhin zu klären und zu vervollständigen. Sie werden jedoch vermutlich an dem von mir erhobenen Vorwurf nichts ändern können, daß ein Betondach von dieser Ausdehnung und in dieser örtlichen Lage nicht ohne Bewegungsfugen hätte ausgeführt werden dürfen. Der Zweck meiner Abhandlung ist vollständig erreicht, wenn in dieser Hinsicht in Zukunft mit etwas mehr Ueberlegung und Sorgfalt im Einzelnen vorgegangen wird. —

Ersatz für Eisenbauten.

Von Prof. Boost in Berlin-Charlottenburg.

In No. 75, 76 und 79 des lfd. Jahrganges der „Deutschen Bauzeitung“ hat Hr. Barkhausen - Hannover einen Aufsatz mit obiger Ueberschrift gebracht. Wenn man diese liest, glaubt man eine Abhandlung vor sich zu haben, welche die Vor- und Nachteile der einzelnen Bauweisen gegen einander abwägt und zum Schluß einen Vergleich mit der Eisenbauweise aufstellt. Dem ist aber nicht so. Nach eigener Angabe des Verfassers in der Einleitung „werden hauptsächlich die Mängel beleuchtet“, welche I. dem Holz-, II. dem Stein- und Mörtelbau und III. dem bewehrten Mörtel, also dem Eisenbetonbau gegenüber dem Eisenbau anhaften.

Mein Interesse erweckte hauptsächlich der Eisenbetonbau, und ich war überrascht zu hören, daß dieser so ziemlich in jeder Hinsicht hinter dem Eisen zurück stehen sollte. Aus diesem Grund entschloß ich mich schon beim Lesen der Veröffentlichung, Stellung zur Sache zu nehmen.

Der Aufsatz hat in den beteiligten Kreisen ziemliches

Aufsehen, z. T. sogar eine gewisse Beunruhigung erzeugt, und man möchte Sorge haben, daß er, wenn er in die Hände von Eisenbetonbauten besitzenden Laien gelangt, bei diesen ernstliche Bedenken ob ihres Besitzes erregen könnte. Ich glaube aber bei weiterer Ueberlegung annehmen zu sollen, daß man sich dieser Sorge entschlagen kann; denn der fertige Eisenbetonbau spricht für sich selbst und macht auch auf den Laien einen Vertrauen erweckenden Eindruck.

Hr. B. scheint aber selbst eine solche oder ähnlich wirkende Erregung gefürchtet zu haben; denn er sucht sich gegen den „Schein, in einseitige Gegnerschaft zu geraten“ zu wehren, indem er ausführt, er wollte nur „das sachlich begründete Gleichgewicht“ gegenüber „in neuester Zeit hervorgetretener Ueberschätzung“ der Ersatzbauweisen herstellen. Mir selbst ist von solchen überschätzenden Anpreisungen des Eisenbetons nichts bekannt. Daß er im Lauf der letzten Jahre außerordentlich stark in der Literatur vertreten war, ist allerdings zutreffend. Das liegt aber an

Die Bauten der „Königsberger Speicher-Akt.-Ges.“ am Hafenbecken IV
des neuen Handels- und Industrie-Hafens in Königsberg i. Pr.

Abbildung 9—14. Der Gruppenspeicher.
(Maßstab 1:666.)

- Zeichen-Erklärung:
- A.-Elev. = Annahme-Elevator.
 - H.-Elev. = Haupt-Elevator.
 - V.-Elev. = Verlade-Elevator.
 - B.-Elev. = Bearbeitungs-Elevator.
 - V.-Bd. = Verteilungsband.
 - S.-Bd. = Sammelband.
 - A.-Bd. = Annahmehand.
 - V.-Wg. = Verladewage.
 - A.-Wg. = Annahmewage.
 - V. = Vorreiniger.

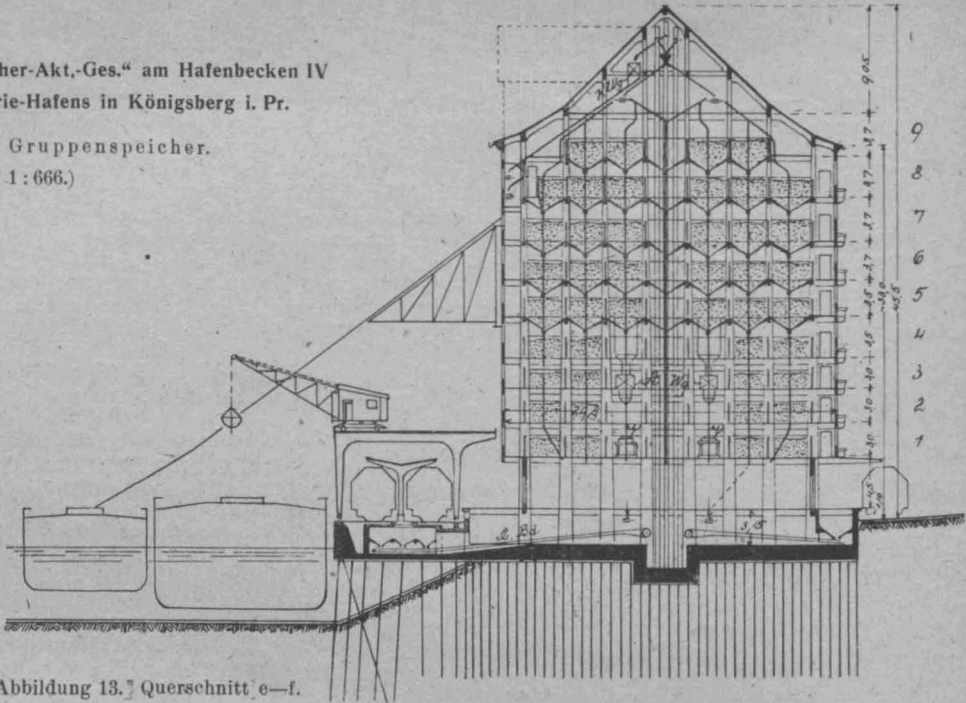
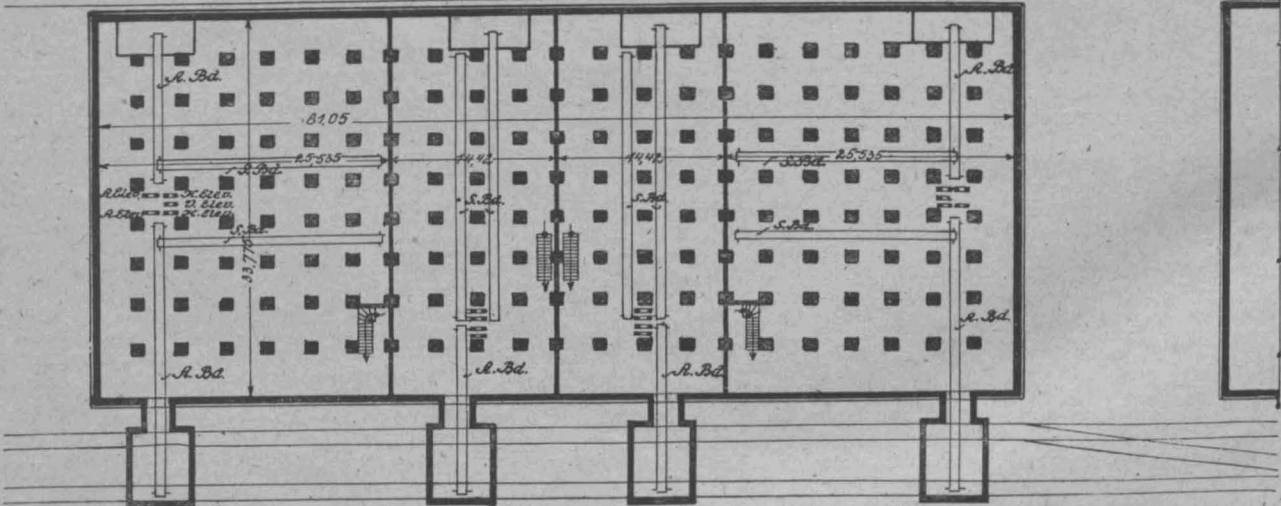
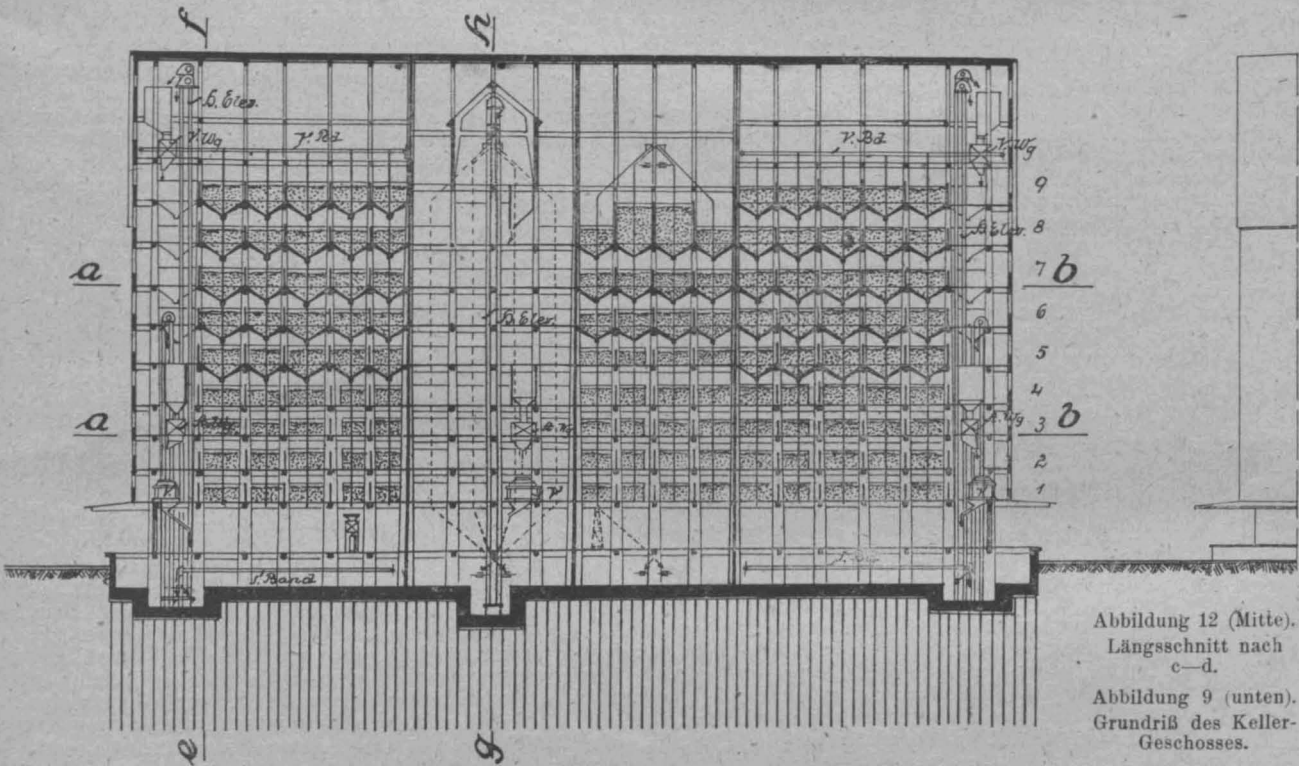


Abbildung 13. Querschnitt e-f.

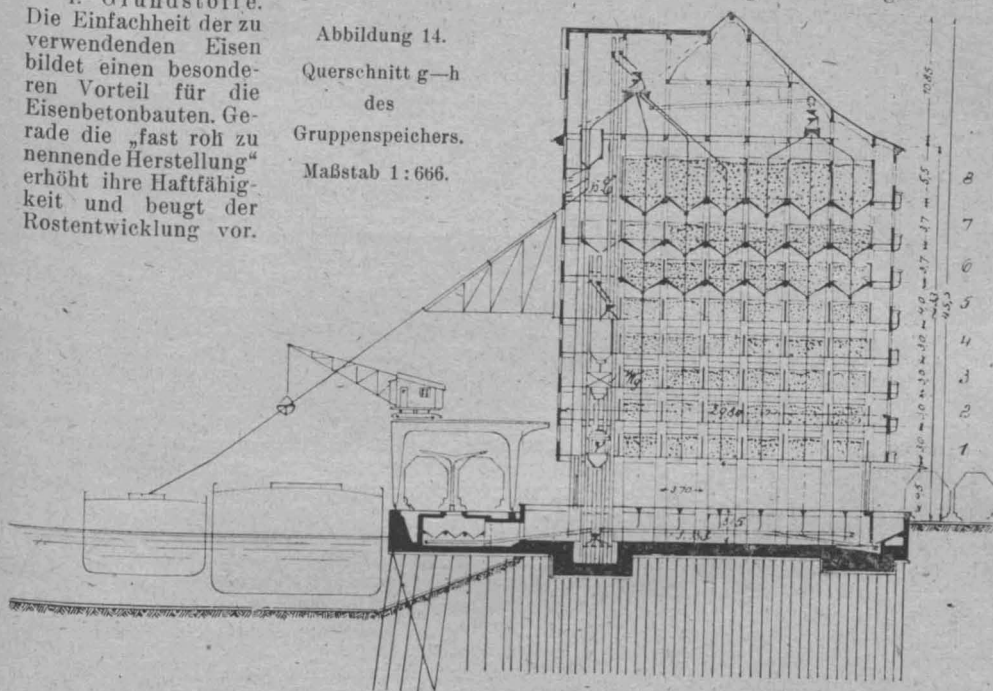


seiner dauernd steigenden Ausbreitung, die wieder von der in ihm liegenden Kraft und Güte zeugt. Das Gute bricht sich Bahn.

Bei der Besprechung der von B. gerügten Mängel des Eisenbetons folge ich der von ihm gegebenen Einteilung des Stoffes.

I. Grundstoffe.
Die Einfachheit der zu verwendenden Eisen bildet einen besonderen Vorteil für die Eisenbetonbauten. Gerade die „fast roh zu nennende Herstellung“ erhöht ihre Haftfähigkeit und beugt der Rostentwicklung vor.

Abbildung 14.
Querschnitt g—h
des
Gruppenspeichers.
Maßstab 1:666.



balken, die fertig auf der Baustelle eingelegt und über den Stützen durch mit Bolzen angeschlossenen Laschen unter einander verbunden werden sollen. Solche und ähnliche Vorschläge sind bei uns aber schon mannigfach gemacht¹⁾. Sie haben sich aber nicht bewährt. Bei der Ausführung a. a. O. liegen Ober- und Untergurteisen getrennt.

Nur ein einziges der letzteren ist nach dem Auflager zu unter etwa 30° in die Höhe gezogen. Die übrigen Schräg-Eisen sind selbständig unter 45° angeordnet und mit den Gurteisen verbunden. Solche Verbindungen durch Bindendraht oder durch Schellen sind aber recht zweifelhafter Natur, und es erscheint das bei uns überall eingebürgerte Verfahren, eine genügend große Zahl Untereisen, die über der Stütze nicht gebraucht werden, nach einander unter 45° Neigung in den Obergurt zu ziehen und sie genügend weit in das Nebenfeld zu verlängern, damit sie über der Stütze zur Aufnahme der Zugkräfte im Obergurt Verwendung finden, während sie in der Schräglage die Querkräfte aufnehmen, viel empfehlenswerter, weil die Eisen als einheit-

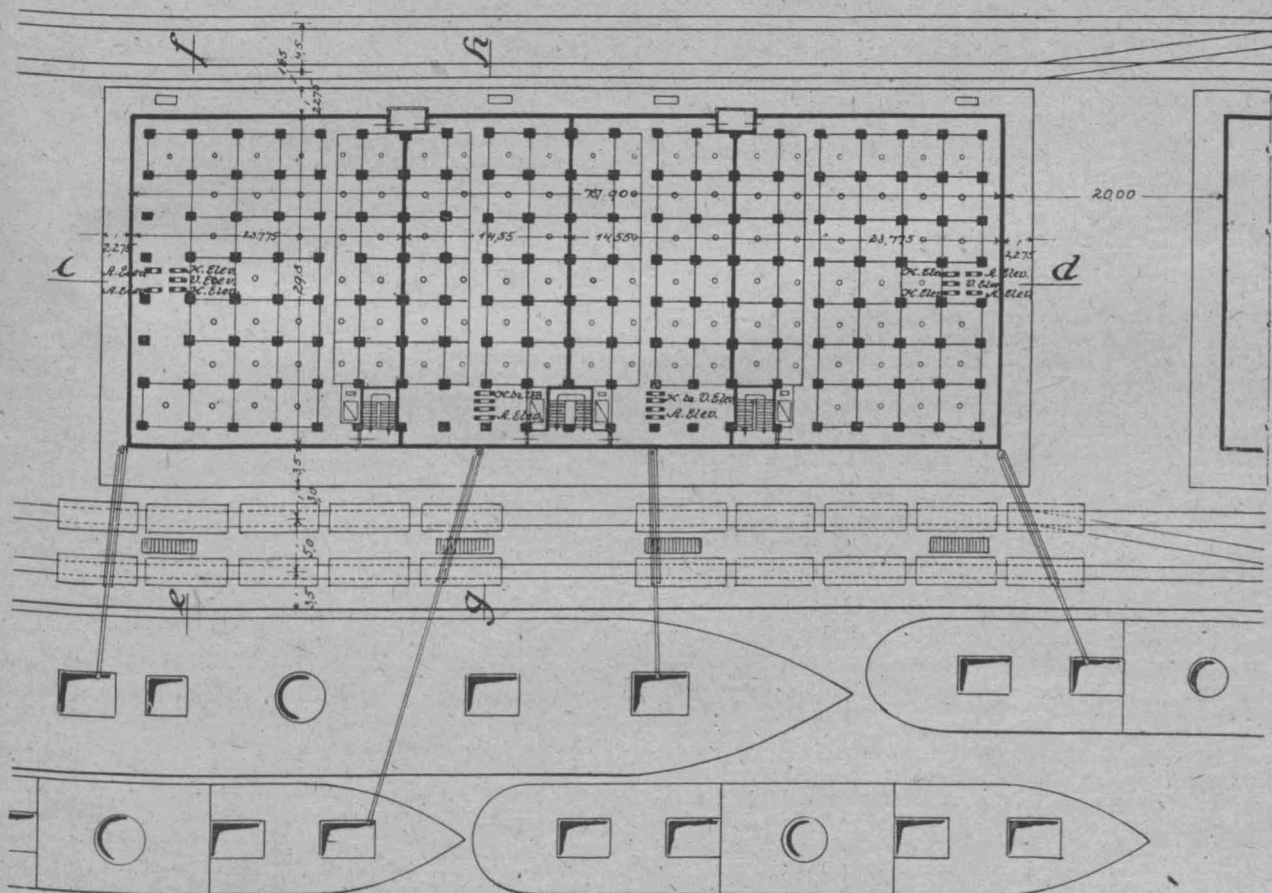


Abbildung 10. Grundriß des III. Obergeschosses (Schnitt a—b) mit Blick auf die Aufstellung der anlegenden Schiffe und ladenden Eisenbahnwagen. Maßstab 1:666.

Die Bauten der „Königsberger Speicher-Aktien-Gesellschaft“ am Hafenbecken IV des neuen Industrie- und Handelshafens in Königsberg i. Pr.

Bei der Einfachheit sind „Beschaffung und Beförderung einfacher als die von Baueisen“, wie Hr. B. selbst sagt. Die Ausführungen in den „Engineering News“ 1908, die sich im Auszug im „Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens“ 1909 wiederholen, behandeln die Anwendung fabrikmäßig zubereiteter Eiseneinlagen für Eisenbeton-

liches Ganze, also ohne Stoß, durchgehen. Die Laschenverbindung über der Stütze, wie überhaupt jede aus dem reinen Eisenbau übertragene Konstruktion paßt in den Charakter des Eisenbetons nicht hinein. Ein Eisenbeton-

¹⁾ u. A. Probst, Vorlesungen über Eisenbetonbau 1917, S. 89.

Körper ist ein Steinkörper, dem an den erforderlichen Stellen durch Eiseneinlagen Zugfestigkeit verliehen werden soll. Will man aber den Querschnitt eines spröden Baustoffes zugfest machen, so kann man das besser durch eine große Zahl kleiner Eisenquerschnitte mit engerer Lagerung als durch wenige große, die weiter auseinander liegen. Nur so kann man die beiden Stoffe zu einem Körper zusammen schweißen, der annähernd homogen ist und wird statische Risse leichter vermeiden. Laschen und große Querschnitte sind ganz ungeeignet. Deshalb kann man auch Betonkörper mit großen steifen Walzeisen-Einlagen nicht als eigentliche Eisenbetonkonstruktionen bezeichnen. Bei ihnen ist ein gutes elastisches Zusammenarbeiten nicht möglich.

Dünne Eisen haben Neigung zum Rosten, nicht aber, wenn sie gut in Zement-Mörtel oder -Beton eingebettet sind. Das ist heute so allgemein anerkannt, daß die widersprechende Ansicht des Hrn. B. Staunen erregen muß.

Die Bedingungen für guten Rostschutz sind bekanntlich folgende:

1. Der Beton darf nicht zu mager sein.
2. Der Beton darf keine Stoffe enthalten, welche Rost erzeugend wirken (gewisse Schlacken).
3. Die das Eisen überlagernde Betonschicht darf nicht zu schwach sein.
4. Der Beton muß möglichst vor Rissen bewahrt bleiben.

Diese Bedingungen findet man überall in der Literatur, besonders auch in den Lehr- und Handbüchern über Eisenbetonbau. Sie finden sich auch in den von Hrn. B. gegebenen Literaturstellen²⁾, die also nichts Neues behandeln, nur, daß ihr Verfasser, Hr. Dr. Zschocke, der Prüfung der Leser eine Eisenbehandlung unterbreitet, wonach Eisen durch Chromsalzlösungen rostfrei erhalten werden sollen. Er gibt dabei aber auch an, daß durch Hinzutreten anderer Salze das Gegenteil erreicht werden kann.

Eine solche oder anders geartete Behandlung der Eisen, wie etwa Teer- oder Mennige-Anstrich³⁾, sind aber garnicht erforderlich; denn die Beobachtungen, die man an den Eiseneinlagen beim Abbruch alter Bauten gemacht hat⁴⁾, zeigen, daß sich Eisen im Beton in der Tat rostfrei hält, ja, daß sich oft genug verrostete Eisen im Beton entrostet haben. Ich selbst habe beim Abbruch eines Fundamentes einer gußeisernen Säule, das in der Spree gestanden hat, in diesem einen Spaten gefunden, der etwa 60 Jahre früher in den Ziegelbrocken-Beton aus Versehen geraten sein muß. Er war spiegelblank, so blank, wie er vorher garnicht gewesen sein kann.

Es hängt das vielleicht mit der Entrostung des Eisens im Beton zusammen, über welche Rohland in der „Deutschen Bauzeitung“⁵⁾ berichtet. Prof. Klaudy⁶⁾ in Wien hat 13 Jahre alte, 10 cm weit gespannte Monierbögen von 15 cm Scheitel- und 30 cm Kämpferstärke untersucht, die den Rauchgasen darunter durchfahrender Lokomotiven ausgesetzt waren, wobei das eine Bauwerk oft auf längere Zeit die Rauchgase stehender Lokomotiven aushalten mußte. Nur an solchen Stellen, wo der Beton porös, also nicht gut war, hatte sich Rost gebildet. An den anderen Stellen war das Eisen unverändert und von schwach bläulicher Färbung. Wollte man etwa die Versuche des „Deutschen Ausschusses“, Heft 22, 1913 als Gegenbeweis ins Feld führen, so ist dazu zu bemerken, daß die Würfel zu klein waren; sie hatten nur 10 cm Seitenlänge. In diese kleinen Würfel waren drei Eisen eingelegt, von denen zwei nur 1 bzw. 2 cm Ueberdeckung hatten. Die Eisen sahen außerdem aus dem Beton heraus, dadurch dürfte eine schlechte Beeinflussung stattgefunden haben. Auch muß der Beton nicht dicht genug gewesen sein. Auf die günstigen Versuche von Probst⁷⁾ will ich nicht eingehen. Diese sowie die eben angeführten Würfelversuche sind durch die in den Jahren 1908–1912 in Dresden auf Veranlassung des Deutschen Ausschusses⁸⁾ ausgeführten Dauerproben mit 8 und 14 cm starken Eisenbetonplatten aus verschiedenartigem Betonmaterial überholt. Die Platten wurden zunächst zur künstlichen Erzeugung von Rissen so stark belastet, bis sie 10 Risse aufwiesen, oder bis rechnungsgemäß die Eisen eine Spannung hatten, die nahe an der Fließgrenze lag. Als dann erst wurden sie bis zu 4 Jahre währenden Dauerversuchen teils unter ständiger, teils unter wechselnder Belastung unterworfen. Die Eisen zeigten bei der Einlage verschiedene Beschaffenheit: 1. rostfrei mit Walzhaut, 2. rostig, aber frei von Blätterrost; 3. blank, d. h. von der Walzhaut befreit. Das Ergebnis war kurz folgendes:

Poröser Beton begünstigt das Rosten, dichter Beton verhindert wirksam sowohl das Rosten wie das Weiterrosten. Gut an dem Eisen haftende Zement-Umhüllungen (Zementhäute) beugen der Rostbildung vor. Eisen mit Walzhaut neigen weniger zum Rosten als blanke Eisen. Bei porösem Beton scheint die Stärke der Ueberdeckung

den Rostschutz zu erhöhen. Rost entsteht nur, wenn Wasser und Luft Zutritt haben. Betonrisse in der vorliegenden erheblichen Weite und Länge, veranlaßt durch die Höhe der voraus gegangenen Ueberbelastung, ermöglichen den Zutritt von Luft und Feuchtigkeit und begünstigen so das Rosten.

Es sei noch erwähnt, daß trotz der übermäßigen Vorbelastung nach 2 3/4 jähriger Dauerbelastung, die etwa 1/3 der Vorbelastung betrug, nennenswerte Rostschäden nicht festgestellt werden konnten. Erst die weitere Dauerbelastung der künstlich beschädigten Körper, so stark, daß die Eisen rechnungsgemäß mit 1000 kg/qcm Spannung arbeiteten, zeitigte die aufgeführten Ergebnisse.

Neben den vielen sonstigen Erfahrungen bestätigen auch diese sehr sorgfältig durchgeführten Versuche, daß gemäß den weiter oben aufgeführten Regeln in Beton gut eingebettete Eisen sich rostfrei halten. Die Regeln 1 bis 3 lassen sich sehr gut erfüllen, und werden von guten Unternehmern auch erfüllt. Bleibt Regel 4: Verhinderung von Rissen, nämlich von statischen und von Schwindrissen. Auch nach dieser Richtung liegt irgend welche Gefahr nicht vor. Statische Risse können durch sachgemäße Konstruktion, durch Wahl kleiner Eisen und durch gute Verteilung vermieden werden. Zudem befinden sich die Eiseneinlagen bei Bauten in viel günstigerer Lage. Auch werden sie nicht wie bei den Dresdner Versuchen zur Erzeugung von Rissen bis nahe an die Fließgrenze des Eisens belastet. Solche Ueberlastungen lockern das Gefüge. In Hochbauten sind die Eisen an sich gegen Witterungseinflüsse geschützt. Bei frei stehenden Bauten, wie Brücken, liegen sie auch im Schutz gegen Regen und Schnee, denn sie liegen an der Unterseite, und die über Stützen an der Oberseite gelegenen Eisen werden durch die Straßenabdeckung und die Isolierung geschützt. Nur bei frei stehenden Bauwerken, wie bei Silos und Schornsteinen, ist die Lage etwas ungünstiger. Aber auch hier hat man niemals von Nachteilen gehört. Den Schwindrissen hat man bisher vielleicht noch nicht allgemein die erforderliche Rücksicht entgegen gebracht. Bei Hochbauten haben sie dennoch zu irgend welchen Bedenken und Gefahren nicht Veranlassung gegeben. Wenn sie sich bei Verkehrsbauten gelegentlich unangenehm bemerkbar gemacht haben⁹⁾, so darf man daraus kein allgemein vernichtendes Urteil fällen. Bei den von Perkuhn behandelten Bauten werden die oben genannten Regeln nicht erfüllt. Z. T. fand sich Rostbildung, die schon vor dem Einbau vorhanden gewesen ist. Auch waren z. T. Bügel, Abstandseisen, ja sogar Trageisen vorhanden, die an der Außenfläche des Betons sichtbar waren. Der „Deutsche Ausschuss für Eisenbeton“ hat sich eingehend mit ihnen beschäftigt und ist zu folgendem Endurteil gelangt¹⁰⁾:

„Der Arbeitsausschuß kam aufs Neue zu dem Schluß, daß bei Eisenbetonbauten — wohl mehr als bei anderen Bauweisen — Mängel im Entwurf und namentlich bei der Ausführung vermieden werden müssen. Die Besichtigung der Bauwerke hat gezeigt, daß, wenn diese Bedingungen erfüllt sind, die Eisenbetonbauweise das ihr bisher gewährte Vertrauen auch in Zukunft verdient.“ Man merkt der ganzen Fassung an, daß auch den ängstlichsten Gemütern Genüge geschehen soll. Es ist das alte Lied von sachgemäßer Herstellung. A. a. O. wird ferner empfohlen, anstatt der in den Eisenbetonvorschriften verlangten 2,5 cm Ueberdeckung der Trageisen bei Bauten im Freien mindestens 3,5 cm zu nehmen. Die infolge der Besichtigung beschlossene Ausführung von Versuchen zur Klärung der Schwindrißfrage¹¹⁾ hat zu dem Ergebnis geführt, daß scharf gebrannt, nicht übertrieben fein gemahlener Zement, nicht zu dichter, wenig Wasser aufsaugender Sand und tunlichst lange Feuchthaltung das Schwinden auf ein Mindestmaß herabdrücken. Es ist also schon durch diese ersten Versuche ein Weg gewiesen, auf welchem man auch der Schwindrisse nach Möglichkeit Herr werden kann. Und man wird ja nicht dabei stehen bleiben und die angefangenen Arbeiten fortsetzen.

²⁾ Schweizerische Bauzeitung 1917, S. 57 (Aufsatz von Zschocke). Organ für die Fortschritte d. Eisenbahnwesens 1917, denselben Aufsatz behandelnd.

³⁾ Deutscher Ausschuss für Eisenbeton, 1913, Heft 22.

⁴⁾ z. B. Mörsch, Eisenbetonbau 1906, S. 2. Probst, Vorlesungen über Eisenbeton 1917, S. 171. Engineering News 1911, Bau in Baltimore.

⁵⁾ Deutsche Bauzeitung 1911, Mitteilungen über Zement, Beton- u. Eisenbetonbau, Nr. 19.

⁶⁾ Zeitschr. d. Oestr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1908, S. 481.

⁷⁾ Probst, Einfluß der Armatur und der Risse im Beton auf die Tragsicherheit. Mitteilungen aus dem Material-Prüf.-Amt Gr.-Lichterfelde 1907.

⁸⁾ Deutscher Ausschuss für E. B., Heft 31, 1915.

⁹⁾ Zeitschrift für Bauwesen 1916, S. 97 ff. Aufsatz von Perkuhn.

¹⁰⁾ Zentralblatt der Bauverwaltung 1917, S. 247.

¹¹⁾ Deutscher Ausschuss für Eisenbeton, Heft 42, 1918.

Bei richtiger Behandlung sind also die Gefahren des Rostes nur scheinbar. Da es sich um Vergleich mit dem Eisenbau handelt, kann an der Rostgefahr für dessen frei liegende Eisen nicht vorüber gegangen werden. Dauernde Unterhaltung des Anstriches ist da erforderlich. Versäumt man sie, so treten bald recht bedenkliche Schädigungen auf. Auch bei Besichtigung der Perkunn'schen Bauwerke hat der besichtigende Ausschuß eine eiserne Brücke gesehen, die sehr bedeutend verrostet war, wie aus dem Bericht des Prof. Gehler hervorgeht, der an der Besichtigung teilgenommen hat. Das Schreiben des Hrn. Gehler wird in dem Bericht des Ausschusses erwähnt. Es sei aber auch auf Mitteilungen von Probst¹²⁾ hingewiesen, die dieser über starke an amerikanischen eisernen Brücken gefundene Rostschäden macht.

Die Elektrizität hat schädigende Einflüsse auf Eisenbetonwerke bisher nicht gehabt. Dessen ungeachtet ist auch diese Frage schon in Versuchen behandelt. Herr B. weist auf einen Aufsatz im „Org. f. d. Fortschritte d. Eisenbahnwesens“ 1910, S. 72 hin, in dem nach den „Eng. News“ 1908 Versuche besprochen werden, die Würfel von kleiner Seitenlänge mit eingelegtem Stahlrohr behandeln. Der Beton bestand aus Mischungen 1:0; 1:1; 1:3; 3:1. Durch den durchgeleiteten Strom zerbrachen die magersten Würfel nach 7, die anderen nach 10, 13, 15, 16 und 28 Tagen. Hieraus lassen sich Schlüsse nicht ziehen. Die Inanspruchnahme durch elektrischen Strom waren scheinbar auch recht weitgehende. Der Deutsche Ausschuß¹³⁾ hat Versuche anstellen lassen, die folgendes Ergebnis zeitigten: 1. durchgeführter Gleichstrom bildet bei feuchtem oder im Wasser befindlichen Eisenbeton Rost, Wechselstrom nicht. 2. Blitzschlag, durch ähnlich wirkende Entladungen erzeugt, bildet in trockenem Beton an der Einslagstelle Blitzröhren ohne Zerstörung; in feuchtem Beton wurden solche Blitzröhren nur selten beobachtet. Die Versuche ergeben den Schluß, daß für gut ausgetrocknete Bauten in trockener Luft keine Gefahr besteht, weil der Leitungswiderstand des trockenen Betons sehr groß und Sauerstoff-Entwicklung unmöglich ist. Man hat m. W. auch noch niemals in der Literatur etwas von elektrischen Schäden an Eisenbetonbauten gehört.

Daß der Zement, dieser auf der ganzen Welt seit langen, langen Zeiten verwendete und anerkannte Baustoff auf einmal mit Bezug auf seine Eigenschaften hinter dem Eisen zurückstehen soll, muß überraschen. Daß er als Erzeugung eines chemischen Prozesses ständiger Untersuchung unterliegen muß, um seine Eigenschaften auf der erforderlichen Höhe zu erhalten, ist selbstverständlich. Schwierigkeiten sind daraus niemals entstanden, ebenso wenig wie beim Eisen, das sich in genau derselben Lage befindet, und während der Herstellung dauernd auf Kohlenstoff-, Schwefel-, Phosphor-, Siliziumgehalt usw. untersucht werden muß, und das auch als fertiges Walzprodukt weiterhin auf seine Festigkeitseigenschaften zu prüfen ist. Jeder Eisentechniker weiß, wie empfindlich die genannten chemischen Bestandteile die Eigenschaften des Eisens beeinflussen. Beschaffung, Transport und Lagerung des Zementes haben ebenfalls noch niemals zu Unbequemlichkeiten geführt, nicht einmal im Krieg. Ungeheure Mengen sind an die Front bis in die Schützengräben gewandert, wo sie zu Unterständen und Deckungen aller Art für Artillerie und Infanterie in Form von Beton und Eisenbeton verarbeitet wurden. Das Eisen ist bei weitem nicht so weit vorgedrungen, und es haben abgegebene Eisenkonstruktionen im Wesentlichen weiter zurück in der Etappe zu ruhigeren Zeiten Anwendung gefunden. Nur Stabeisen für Eisenbeton und rohe Walzeisen für Behelfsbrücken sind bis nahe an die Front vorgerückt, sowie natürlich auch Schienenmaterial.

Gegen Kiessand vermag Hr. B. Einwendungen nicht zu machen, weil er sich bei uns fast überall vorfindet. Seine Beschaffung ist aber auch auf den verschiedenen Kriegsschauplätzen leicht möglich gewesen, und wo es keinen Kies gab, hatte man Steinschlag zur Genüge.

2. Verarbeitung. Schon oben habe ich ausgeführt, daß die Einfachheit der Form und der Bearbeitung des Eisens der Vorzug und das Naturgemäße für den Eisenbeton ist. In der kalten Bearbeitung liegt keinerlei Gefahr; denn es handelt sich um Bearbeitungen sehr einfacher Art, um Umbiegungen von dünnen Stabeisen unter einem Winkel von 45° oder weniger für die Eisen zur Aufnahme der Querkräfte und um Haken-Umbiegungen, die entweder Rundhaken von 5 d innerem Durchmesser sind oder Winkelhaken, bei denen die Enden um 90 oder höchstens 135° abgebogen werden. Die Winkelhaken werden aber immer seltener. Solche Bearbeitung kann aber Eisen spielend ertragen. Ja, weit bedeutendere Verbiegungen kann man, wie jeder Eisenfachmann weiß, dem Eisen in kaltem Zustand zumuten. Ich erinnere an die bekannte Taschen-

tuchprobe. In meinem Besitz ist eine solche von der Gute Hoffnungshütte. Ein quadratisches Blech von etwa 160 mm Seitenlänge und 10 mm Stärke ist zunächst um eine Mittellinie herumgeklappt und unter dem Hammer völlig zusammen geschlagen, worauf das zusammen geschlagene Stück noch einmal in gleicher Weise um die zweite Mittellinie völlig zusammen gebogen worden ist, alles in kaltem Zustand. Nicht die geringsten Risse sind an der Probe zu entdecken. Eine zweite Kaltbiegeprobe besitze ich von den Thyssen-Werken. Es handelt sich um ein schmales Flacheisen von 9 mm Stärke. Dieses ist mit 7 Löchern von 20 mm Durchm. längs der Achse versehen. Die Ränder der Flacheisen und der Löcher sind ganz scharfkantig. Das durchbohrte Eisen ist dann kalt um 360° in seiner Längsachse verdreht. Nicht die geringste Ribbildung ist vorhanden. Wenn nun auch diese Proben aus bestem sehr dehnungsfähigem Eisen bestehen mögen, so lassen doch solche Musterproben erkennen, daß Umbiegungen, wie sie Eisenbeton-Eisen erfahren, die auch nicht im Entferntesten mit obiger Gewaltprobe zu vergleichen sind, auch nicht die kleinsten Bedenken erregen sollten.

Daß Bearbeitung und Ausführung des Entwurfes sorgfältig und nach allen Regeln der Wissenschaft, der Erfahrung und allgemein der Technik durchgeführt werden müssen, ist selbstverständlich und gilt für Arbeiten in allen Baustoffen, also für Eisenbeton ebenso wie für das Eisen. In gleicher Weise müssen auch die Arbeiter für beide Baustoffe Schulung haben. Mit ungeschulten Arbeitern kann auch der Eisenfachmann nichts anfangen. So wie der Nieter geschult auf der Baustelle arbeiten muß, muß es auch der Betonarbeiter, und zur Aufsicht und Leitung steht dem ersteren der Monteur, dem letzteren der Polier zur Seite, beiden auch noch der Vorarbeiter. Versehen können bei beiden Bauweisen vorkommen. Das liegt in der menschlichen Unvollkommenheit. Selbst der Eisenbau zeigt trotz seiner viel längeren Entwicklung gelegentlich noch Versehen, sogar in der Konstruktion. So ist der Unfall in der städtischen Konzerthalle in Görlitz, der s. Zt. so viel Aufsehen erregte, auf einen Konstruktionsfehler zurückzuführen. Die Stoßverbindung an einem Knotenpunkt der Binder war falsch durchgeführt, der Stoß der senkrecht zur Binderebene stehenden Winkeleisen-Flanschen des Untergurtes war nicht gedeckt. Und die Quebeck-Brücke ist erst nach 22 Jahren fertig geworden, nachdem sie infolge wissenschaftlicher und konstruktiver Fehler zwei Unfälle hatte, die 84 Menschen das Leben gekostet haben¹⁴⁾.

Was Hr. B. über Verarbeitung des Zementes und des Kiessandes bzw. des Steinschlages, sowie über Einbringen des Mörtels und Verlegen der Eisen sagt, sind Selbstverständlichkeiten, deren Ausführungen der der Eisenbeton-Bauweise eigentümlichen Sachkunde zufallen, genau so, wie Herstellung und Be- sowie Zuarbeitung des Eisens und Aufstellung der Konstruktion von der dem Eisenbau eigentümlichen Sachkunde zu bewältigen sind. Hier Unterschiede künstlich herbeizuziehen ist verfehlt, Sachkunde ist eben Sachkunde. Sie gehört zu jeder Bauweise und muß bei jeder Bauweise vorhanden sein. Sie ist die Voraussetzung eines jeden technischen Handelns. Wenn sich die vorbereitenden Arbeiten beim Eisenbeton im Wesentlichen auf der Baustelle vereinigen, und hier besonders ins Auge fallen, so vollziehen sie sich beim Eisenbau im Wesentlichen in den Fabriken; sie fallen als hinter verschlossenen Türen ausgeführt, nicht so sehr ins Auge. Daß sie deshalb einen Bau beschleunigen, ist falsch. Jedermann weiß, welche langen Lieferungsfristen von den Eisenbauwerkstätten ausbedungen werden, weil schon allein die Beschaffung der rohen Walzeisen aus den Hüttenwerken auch in Friedenszeiten oft mit großen Schwierigkeiten und Zeitverlusten verbunden ist. Der Beschaffung folgt alsdann die langwierige Zuarbeitung in der Werkstatt. Dem gegenüber hat der Eisenbeton nur den Zement und die schneller zu erhaltenden wenigen rohen Stabeisen mit gewissen Schwierigkeiten zu beschaffen; Sand und Zuschläge sind bald zur Stelle. So ist beim Eisenbetonbau die längere Arbeitsdauer auf der Baustelle nur ein scheinbarer, in Wirklichkeit nicht vorhandener Nachteil, und der Eisenbeton steht auch im Frieden keineswegs dem Eisenbau nach. Im Krieg hat er sich nicht allein deshalb durchgesetzt, weil das Eisen, das hauptsächlich zur Munitionsherstellung bereit gestellt werden mußte, mit noch größeren Schwierigkeiten als im Frieden zu kämpfen hatte, sondern, weil nur die Zementbeschaffung etwas schwieriger war, die Zuschlagstoffe aber leicht-

¹²⁾ Probst, Vorlesungen über Eisenbeton, S. 170.

¹³⁾ Deutscher Ausschuß f. Eisenbeton, Heft 15, 1912.

¹⁴⁾ Verkehrstechnische Woche 1918, S. 114 und frühere Veröffentlichungen z. B. Zentralbl. d. Bauverw.

ter zur Stelle sein konnten. In gleicher Weise zu beurteilen ist auch die umfangreichere und zuweilen schwierigere Ausführung der Rüstungsarbeiten. Immer muß man beim Vergleich mindestens bis zur Herkunft der Eisen vom Walz-

werk rückwärts rechnen. Den Betonmischmaschinen stehen beim Eisenbau die zur Druckluft-Nietarbeit auf der Baustelle erforderlichen Maschinen gegenüber. — (Schluß folgt.)

Vermischtes.

Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. 22. Einsturz eines Eisenbeton-Gerüsts. Ein Fabrikgebäude war als Hallenbau von 36 m Länge, 19,5 m Lichtweite und etwa 17 m Höhe ausgeführt; auf den gemauerten Seitenwänden lag bereits der eiserne Dachstuhl. Innerhalb des Gebäudes in seiner ganzen Länge war ein Eisenbeton-Gerüst von etwa 6 m Breite und 14,8 m Höhe errichtet, bestehend aus Stützen, Streben in verschiedenen Höhen und leichter Decke, die dazu bestimmt war, später Umformeranlagen aufzunehmen. Beabsichtigt war, durch Balken und Zwischenwände des Gerüst mit den Außenmauern des Gebäudes in Verbindung zu bringen und ihm so Seitensteifigkeit zu verleihen. Diese seitlichen Verbindungen waren aber bislang nur zum kleinsten Teil und nur in der Nähe des Erdbodens ausgeführt, so daß das Gerüst noch fast ganz frei stand. Nachträglich wurde angeordnet, daß das Gebäude unter dem Dachbinder eine Fliegenschutzdecke aus Eisenbeton erhalten sollte. Die Decke des Eisenbeton-Gerüsts wurde benutzt, um die Schalung für die neue Decke zu tragen; zu diesem Zweck wurden zahlreiche hölzerne Stützen, 5 bis 6 m hoch, in Abständen von 1 m auf die ganze rd. 30 m lange Gerüstdecke gestellt. Das Eisenbeton-Gerüst war inzwischen 3 Wochen alt geworden; man glaubte daher, die Schalung der unteren Teile beseitigen zu können. Kurz nachdem dies geschehen war, stürzte die ganze Gerüstdecke ein und durchschlug dabei die darunter befindlichen wagrechten Streben in verschiedenen Höhen. 8 Arbeiter wurden getötet, 18 verwundet.

Der Sachverständige stellte fest, daß die statische Berechnung an sich richtig sei, jedoch hatte man nur mit senkrechter Belastung des Gerüsts gerechnet. Beim Aufstellen der Holzrüstung für die Decken-Einschalung war aber eine wagrechte Beanspruchung im oberen Teil des noch fast ganz frei stehenden Eisenbeton-Gerüsts unvermeidlich gewesen, und dies wurde als Grund des Einsturzes erkannt. Da das Gebäude in größter Eile fertig gestellt werden sollte, hatte man nicht gewartet, bis die geplanten seitlichen Versteifungen des Gerüsts eingebaut waren. Das zunächst eingeleitete gerichtliche Verfahren ist eingestellt worden, da ein Verschulden einer Person nicht als vorliegend zu erachten oder jedenfalls nicht nachzuweisen war. — L. M.

Eine einfache Näherungsformel zur Ableitung des Widerstandes aus der Profilhöhe der normalen I-Träger sei nachstehend mitgeteilt. Ist N die Profilhöhe in cm (oder die Profilnummer), so ergibt sich das Widerstandsmoment in cm^3 aus:

$$W \approx \frac{(N+2)^3}{51}$$

Die Formel, die sich verwenden läßt, wenn wohl ein Rechenschieber, aber keine Profiltabelle zur Hand ist, liefert, wie man sich durch Versuche leicht überzeugen kann, fast genaue Werte für alle Normal-I-Eisen.

Etwas weniger genau, jedoch immer noch gut verwendbar, sind folgende Näherungsformeln:

$$\begin{aligned} \text{für Differdingerträger bis 30 cm Höhe: } W &\approx \frac{(N+1)^3}{18}; \\ \text{über 30 " " " } W &\approx \frac{(N+10)^2}{1.1}; \\ \text{für Normal-C-Profil: } W &\approx \frac{(N+5)^3}{81}. \end{aligned}$$

Neue Vorschriften über Eisenbeton und Stampfbeton in Oesterreich, die gegenüber den bisher geltenden Vorschriften vom 15. Juni 1911 wesentliche Änderungen im Sinne möglicher Ersparung von Baustoffen — hier Eisen und Zement — bedeuten (vergl. die Vorschläge des österr. Ing.- u. Arch.-Vereins nach dieser Richtung in No. 17 der „Mitteilungen“) sind auf Grund eines Erlasses des Ministeriums der öffentl. Arbeiten vom 15. Sept. d. J. erschienen (Verlag Lehmann & Wentzel, G. m. b. H., Wien I.). Sie sehen höhere Spannungen für Eisen und Beton vor und lassen für bestimmte Zwecke die Verwendung eines mageren Betons zu als bisher, sodaß durch beide Maßnahmen eine stärkere Ausnutzung der Baustoffe und damit ein geringerer Verbrauch von Zement und Eisen gesichert erscheint. Die zulässige Beanspruchung des Betons wird nur noch abhängig gemacht von der erlangten Würfel Festigkeit, nicht mehr von der Beigabe einer bestimmten Zementmenge (für Eisenbeton allerdings 280 kg/cbm als Mindestmenge). Die österreichischen und die deutschen Vorschriften für

Beton und Eisenbeton stimmen nun in der Hauptsache miteinander überein, nur werden nach den österreichischen Vorschriften auch Betone unter 180 kg/qcm Würfel Festigkeit für Eisenbeton zugelassen, während andererseits die Zugspannungen für alle Bauten und für die Teile von Hochbauten, die der Witterung, schädlichen Gasen usw. ausgesetzt sind, berechnet werden müssen und eine bestimmte Grenze nicht überschreiten dürfen. Gegenüber den bisher geltenden österreichischen Bestimmungen bedeuten die neuen Vorschriften eine wesentliche Erleichterung. Bei ihrer Aufstellung hat sich die Regierung die von uns schon erwähnte gutachtliche Äußerung des österr. Ing.- u. Arch.-Vereins (s. oben) zu Nutze gemacht. —

Literatur.

Ueber Spannungslinien mit Anwendung auf den Eisenbeton. Auflagerung und Einspannung von Trägern. Rechte Winkler der Rahmenbinder und Silozellen. Von Dr.-Ing. A. Jackson, Ob.-Ing. der Fa. Karl Kübler, Bauunternehmung Stuttgart-Göppingen. 8°, 42 S. Text mit 32 Textabb. Stuttgart 1917. Verlag Konrad Wittwer. Pr. geh. 3 M. —

Die kleine Schrift ist aus dem Bedürfnis entstanden, sich bei einigen wichtigen, häufiger wiederkehrenden Formen des Eisenbetonbaues in schärferer Weise als das bisher üblich ist, Sicherheit über die Größe und den Verlauf der inneren Spannungen zu verschaffen und danach die richtige Lage und Stärke der Eiseneinlagen an diesen Stellen, die bisher mehr oder weniger gefühlsmäßig erfolgt, rechnungsmäßig festzulegen. Verfasser benutzt zu diesem Zweck die Spannungstrajektorien, die bereits Gegenstand der Untersuchung verschiedener Forscher unter Anwendung graphischer und analytischer Methoden, sowie auch des experimentellen Versuches an Modellen gewesen und durch v. Bach und Mörsch auch auf den Eisenbetonbau übertragen worden sind. Verfasser gibt zunächst einen kurzen Hinweis auf diese Forschungen, untersucht dann nach der analytischen Methode von Föppl den ebenen Spannungszustand, weist auf die graphische Ermittlung unter Benutzung des Spannungskreises nach Culmann hin, und stellt dann gestützt auf die Untersuchungen von Lorenz Gleichungen zur Berechnung der Kurven der Spannungstrajektorien auf. Er beschäftigt sich dann eingehender mit den bei Berechnung der Hauptspannungen in der Praxis meist vernachlässigten σ_y -Spannungen, d. h. sogen. lokalen Pressungen oder Normalspannungen, die auf eine beliebige zur Querschnittsebene senkrechte Ebene wirken und entweder in einer aufgetragenen konzentrierten oder gleichmäßigen Last oder in der geschweiften Form der oberen und unteren Randbegrenzung des Stabes ihre Ursache haben können. Nur die ersteren werden weiter verfolgt und an dem Fall der Einwirkung des Auflagerdruckes auf das Innere des Balkens bei freier Auflagerung und Einspannung, sowie einer aufgelegten oder angehängten Einzellast (Querträger) näher untersucht. Eine weitere Betrachtung ist dem wichtigen und häufigen Fall der rechtwinkligen Eckbildung gewidmet, bei der gewöhnlich der Spannungsverlauf in der Ecke selbst, der einer scharfen theoretischen Behandlung schwer zugänglich ist, nicht weiter verfolgt wird. Verfasser kommt in diesem Fall zu dem Ergebnis, daß gegenüber dem üblichen Verfahren der Zerlegung der Ecke in einfache Träger und Berechnung derselben mit den einfachen Gleichungen der Festigkeitslehre sich bei der genaueren Untersuchung eine doppelt so große Randpressung in der Ecke ergibt. Vergleiche mit den Ermittlungen und Modellversuchen von anderer Seite zeigen gute Uebereinstimmung mit den hier gefundenen Ergebnissen, und die aufgetragenen Trajektorien geben einen sicheren Anhalt für die zweckmäßigste Anordnung der Eiseneinlagen, wie die Anwendung der Ergebnisse auf die erwähnten Sonderfälle erkennen läßt.

Die Schrift hat also einen unmittelbaren praktischen Wert und gibt durch ihre vielfachen Hinweise auf die verschiedenen Forschungsarbeiten einen guten Ueberblick über das einschlägige Gebiet. — Fr. E.

Inhalt: Die Bauten der „Königsberger Speicher-Aktien-Gesellschaft“ am Hafenbecken IV des neuen Industrie- und Handelshafens in Königsberg i. Pr. (Schluß). — Dünne Betondächer auf Eisenkonstruktion. — Ersatz für Eisenbauten. — Vermischtes. — Literatur. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin. Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin. Buchdruckerei Gustav Schenck Nachf. P. M. Weber in Berlin.

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

15. Jahrgang 1918.

No 24.

Ersatz für Eisenbauten.

Von Professor Boost in Berlin-Charlottenburg. (Schluß.)

3. Eigenschaften des fertigen Betonbaues.

Nur scheinbar während der Ausführung vorhandenen langwierigen Vorbereitungen und die scheinbar umständlichen Rüstungsarbeiten schaffen schließlich ein Bauwerk, das in seinen Festigkeitseigenschaften dem Eisenbau entschieden überlegen ist. Zwei Punkte treten dabei besonders scharf hervor. Das ist die Feuer-sicherheit und die Sicherheit gegen Erdbeben und Explosionen, während Eisenbauten diesen beiden Angriffen machtlos gegenüber stehen. Eisen verliert schon bei 600° seine Tragfähigkeit. Die Stützen verbiegen sich und das ganze Bauwerk stürzt bald zusammen. Man greift ja deshalb gewissermaßen zum Beton und sucht das Eisen durch monier-artige Ummantelungen zu schützen. Hier kann auch auf die Ersatzbrücke für die Poniatowski-Brücke in Warschau hingewiesen werden, die aus hohen Blechträgern bestand, welche mit hölzernem Bohlenbelag versehen waren. Das Abbrennen dieses Brückenbelages hat den Einsturz der Eisenkonstruktion im Gefolge gehabt.

Der Eisenbeton hat sich aber im Feuer glänzend bewährt, wie Erfahrungen und Versuche mannigfach beweisen. Es sei an den Brand im Esders'schen Warenhaus in Dresden¹⁾ erinnert. Trotz der Temperatur von 1100° haben sich weder Risse an Balken und Decken gezeigt, noch sind Durchbiegungen entstanden. Nur ist an einigen Stellen die Betonschale in geringem Umfange abgesprungen. Das Bauwerk ist also völlig betriebsfähig geblieben. Die wenigen abgeplatzten Stellen wurden mit Zementmörtel ausgebessert. Dann sei noch der Brandversuch des „Deutschen Ausschusses für E.-B.“²⁾ erwähnt, bei dem sich ein Versuchshäuschen in scharfen Brandproben sehr gut gehalten hat. Diese Versuchshäuser haben dem Beweise des Vorzuges von Eisenbeton weiterhin dadurch gedient, daß man sie nach der Brandprobe zwei Jahre lang hat im Freien stehen lassen, und daß man sie vor dem Abbruch noch einmal schwer belastete.³⁾ Die Decken wurden mit 509 kg/qm Nutzlast versehen. Decke und Säule zeigten tadelloses elastisches Verhalten. Auch im Erdbeben (S. Franzisko) haben sich E.-B.-Bauten am besten bewährt, und ich kann hier ein Beispiel aus neuester Zeit anführen, bei dem in einem im Jahre 1912 aufgeführten Industriebau, in welchem Munition angefertigt wurde, eine große Explosion entstand, bei welcher Hitzegrade bis 1700° auftraten. Die Beschädigungen waren nur derart, daß der Betrieb bereits nach sechs Wochen wieder aufgenommen werden konnte. Von einem Eisenbau wäre vermutlich nichts übrig geblieben.

Schon diese beiden hervorragenden Eigenschaften des fertigen Baues empfehlen den Eisenbetonbau; aber auch die von Herrn B. genannten Mängel sind wie gezeigt nicht vorhanden. Ueber die Rißbildung und ihre Vermeidbarkeit bezw. ihre Bedeutungslosigkeit ist schon eingehend

gesprochen. Herr B. führt Feuchtigkeit, Dämpfe und Säuren immer wieder als Gespenst vor, ohne aber irgend welche Beispiele zu geben. Der Hinweis auf „Zentralbl. d. Bauverw.“ 1917, S. 601 behandelt eine Eisenbetondecke, welche infolge falscher Durchbildung Schwindrisse erhalten hatte. Diese können aber in solchen Fällen durch Anordnung der bekannten Dehnungsfugen vermieden werden. Man hat also den Eisenbetonbau jetzt so in der Hand, daß man derartige Schäden gut vermeiden kann. Aber auch schon in der ersten Zeit der Monierbauweise in Deutschland i. J. 1884 sind zahlreiche Konstruktionen in Papierfabriken, Stoffbehälter, Holländer, schwer belastete Gewölbe ausgeführt worden, also in Fabriken, wo auch Säuren in Betracht kommen, und dennoch haben sich Anstände nie ergeben.

Mit Sätzen, wie: „Von manchen Seiten ist die Befürchtung ausgesprochen worden, daß man von Verbundbauten in nicht günstiger Lage keine lange Dauer, dabei unerwartete Unfälle werde erwarten können“, ist ohne nähere Begründung nichts anzufangen. Die Seite, welche so etwas geäußert hat, wird auch nicht genannt. Solche Sätze sind in ihrer Allgemeinheit gefährlich und sollten lieber nicht gebraucht werden. Sie dienen weder der einen noch der anderen Seite. Zudem gibt es schon recht viele ältere Bauten. Von frei stehenden, dem Verkehr dienenden will ich nur zwei Münchener Bauwerke aus dem Jahr 1896 nennen, die Brücke über den Nymphenburger Kanal und die Brücke beim Maximilianäum, welche die Isar in zwei flachen eleganten Bögen von 37 m übersetzt. Beide Bauwerke haben in den 22 Jahren ihres Bestehens keinerlei Beanstandungen gezeigt. Aus dem Anfang dieses Jahrhunderts könnte man eine Unmenge von Bauwerken nennen, die sich ausgezeichnet bewährt haben.

Haken, Bolzen, Nägel können angebracht werden. Man kann den Beton sehr wohl anbohren, so daß man also in der Lage ist, Lager für Transmissionen oder dergl. nachträglich anzubringen. Im übrigen gibt es eine große Reihe von Vorschlägen, solche Dinge ohne Schädigung anzubringen, und Herr B. gibt selbst ja solche Beispiele.⁴⁾ Heutzutage werden Fabrikbauten mit den entsprechenden Vorrichtungen von vornherein ausgerüstet, so daß man niemals in Verlegenheit kommen kann. Ich verweise z. B. auf einen Vortrag von Löser im „Sächsischen A.- u. L.-Verein“.⁵⁾ Auch bei Eisenbauten sind derartige unvorhergesehene Änderungen keineswegs so ohne weiteres möglich, weil diese in neuerer Zeit sehr eingehend berechnet werden, um die Eisen möglichst hochgespannt in Anspruch nehmen, also sparsam bauen zu können. Da

¹⁾ Beton und Eisen 1911. — „Mitteilungen“ 1911, S. 166.

²⁾ Deutscher Aussch. f. Eisenbeton, Heft 11, 1910.

³⁾ Desgl. Heft 26, 1913.

⁴⁾ Le Genie Civil 1917, S. 419.

⁵⁾ Armierter Beton 1915, Heft 4 und 1916, Heft 4.

können eingehohte Nietlöcher und Aenderungen in der Belastung u. U. schon bedenklich wirken, ebenso ist unter diesen Umständen die Rostgefahr gewachsen. Die letzten Bedenken gelten auch für Umbauten, weil sie andere Belastungen im Gefolge haben; insoweit auch für den Eisenbetonbau; denn die allgemeinen statischen Verhältnisse dürfen in beiden Fällen nicht auf den Kopf gestellt werden.

Mit dem Abbruch geht es bei dem Eisenbau allerdings schnell. Das ist aber ein Beweis, daß man nicht ein so widerstandsfähiges Bauwerk hat, wie es ein Eisenbetonbau ist, der sogar jedem Feuer vollständigen und Explosionen ausreichenden Widerstand bietet. Ein derartig widerstandsfähiger Bau bedarf naturgemäß zu seiner Niederlegung auch etwas größerer Aufwendungen. Aber auch nach dieser Richtung sind bedeutende Fortschritte gemacht worden. Seitdem Preßluftmeißel und autogene Schneideapparate zur Verfügung stehen, wird man auch dieser Aufgabe leicht und billiger Herr⁶⁾, und der Wert des wiedergewonnenen Eisens wird ungefähr die für Abbruch des Betons und Lösen der Eisen erforderlichen Arbeitslöhne decken. Der Abbruch der Kohlenwäsche in Stockholm (Franken) soll im Durchschnitt 10 M./cbm gekostet haben.⁷⁾ Auch Ausbesserungsarbeiten von aus irgend welchen Gründen entstandenen Brüchen in Balken und Unterzügen hat man recht gut in der Hand und sei dieserhalb auf den Vortrag von S. Müller im „Deutschen Beton-Verein“ 1914 hingewiesen⁸⁾, der eine ganze Auslese von Ausbesserungsmitteln und Verfahren zusammenstellt. Desgleichen sei noch einmal auf den Vortrag von Löser⁹⁾ verwiesen, der den Um- und Aufbau eines bestehenden älteren Fabrikgebäudes in Leipzig bespricht.

4. Wirtschaftliche Werte im Vergleich mit Eisen¹⁰⁾.

Auch dieser Abschnitt muß sich eine erhebliche Berechtigung gefallen lassen. Der Vergleich möge wie bei B. zunächst auf das „Biegemomenten ausgesetzte Tragwerk“ beschränkt werden. Um eine dazu geeignete Grundlage zu schaffen, möge ein Träger sowohl in Eisen wie in Eisenbeton bei normalen Verhältnissen dimensioniert werden. In beiden Fällen möge wie bei B. die Gesamtlast der Decke zu 2000 kg/qm angenommen werden. Die Spannweite der Träger sei 5 m, ihr Abstand sei 2 m. Hierzu sei bemerkt, daß bei der Ausführung in Eisen die Deckenplatte gewöhnlich in Ziegelhohlsteinen ausgeführt wird, die bei der hier vorausgesetzten hohen Gesamtlast in der Regel nicht bis 2 m gespannt werden kann. Andererseits würde bei Ausführung in Eisenbeton die Decke zweckmäßig weiter als 2 m gespannt werden. Um einen Vergleich zu ermöglichen, soll daher mit dem Mittelwert von 2 m gerechnet werden. Diese Annahme ist für den Eisenbau recht vorteilhaft, da in Wirklichkeit die Trägerzahl höher sein wird. Wenn auch der einzelne Träger dann niedriger ausfallen wird, so wird doch der gesamte Eisenverbrauch größer sein. Die Kosten für die Deckenplatte sollen wie bei B. in beiden Fällen außer Betracht bleiben. Diese Vereinfachung erscheint zulässig, zumal dann, wenn auch bei der Eisenbetonkonstruktion die eigentliche Deckenplatte, wie es häufig geschieht, in Ziegelhohlsteinen ausgeführt wird. Der Vergleich wird sich also zunächst auf die eigentlichen Träger zu beschränken haben.

$$\text{Eisenbau. } M = 2 \cdot \frac{2 \cdot 5^2}{8} = 12,5 \text{ tm.}$$

$$\text{Gewählt } I N P. 36 \text{ mit } g = 76,22 \text{ kg/m.}$$

$$M_g = \frac{76,22 \cdot 5^2}{8} \cdot 100 = 24\,000 \text{ kgcm.}$$

$$M_{\max} = 1\,250\,000 + 24\,000 = 1\,274\,000 \text{ kgcm.}$$

$$\sigma = \frac{1\,274\,000}{1089} = 1170 \text{ kg/qcm (zul. 1200).}$$

Mörtelbau. Um die Abmessungen des Plattenbalkens den Vorschriften für Eisenbetonbauten gemäß (§ 16 Ziffer 9) wählen zu können, muß man auch die Stärke der Platte kennen, die daher zuerst berechnet werden möge.

Die Platte ist durchlaufend und daher das Feldmoment gemäß § 16 Ziffer 8 zu bemessen nach:

$$M = \frac{q l^2}{14} = \frac{2000 \cdot 2^2}{14} = 570 \text{ kgm.}$$

Mit $\sigma_b = 40$ und $\sigma_e = 1200 \text{ kg/qcm}$ wird:

$$h - a = 0,411 \sqrt{570} = 9,8 \text{ cm.}$$

$$h = 9,8 + a \approx 12 \text{ cm.}$$

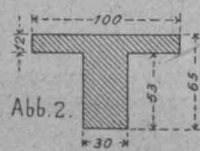
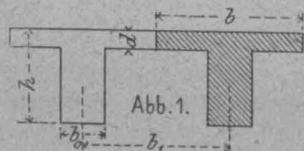
Weiter schreibt B., daß die wirksame Druckbreite des Plattenbalkens (Abbildung 1) durchschnittlich $b = \frac{b_1}{4}$ sei, wenn

mit b_1 der Trägerabstand bezeichnet wird. Diese Voraussetzung ist ganz willkürlich. Sie findet in den deutschen Vorschriften keinerlei Stütze. Diese kennen, neben anderen

Bedingungen, zwischen b und b_1 nur die Bestimmung, daß $b \leq b_1$ sein muß. Um jedoch auch weiterhin auf die Formeln von B. Bezug nehmen zu können, möge in den folgenden Formeln die Beziehung $b = \frac{b_1}{2}$ zugrunde gelegt werden, obwohl diese, wie unten gezeigt, noch viel zu kleine Werte für b liefert.

Mit $b = \frac{2,0}{2} = 1 \text{ m}$ und $b_0 = 0,8 \text{ m}$ wird das Gewicht des Steges (Abbildung 2) $g = 0,3 \cdot 0,53 \cdot 2400 = 380 \text{ kgm.}$

Weiterhin ist zu bemängeln, daß B. in seinen Formeln das Moment für beide Arten von Trägern gleich groß ansetzt. Während im Eisenhochbau die einfachen Balken auf 2 Stützen die rechnerische Grundlage für die übergroße Mehrzahl aller Konstruktionen abgeben, liegen die statischen Verhältnisse im Eisenbetonbau ganz anders. Hier hat man es nur in Ausnahmefällen mit „einfachen“ Balken zu tun. Dagegen ist es die Regel, daß durchlaufende oder mindestens teilweise eingespannte Träger vorliegen. Will man einen wissenschaftlichen Vergleich anstellen, so darf



man an dieser Tatsache nicht achtlos vorübergehen. Man muß also den Regelfall, nicht aber den Ausnahmefall, zugrunde legen. Nach den preußischen Vorschriften von 1907 durfte die Kontinuität dadurch berücksichtigt werden, daß man für das Feldmoment nur $\frac{1}{5}$ des „einfachen“ Momentes M_0 in Rechnung stellte, während für das Stützenmoment der Wert M_0 anzunehmen war. Eine Vermehrung der Eisenmenge über den Stützen kann durch Anordnung einer Voute in der Regel vermieden werden. Genügt dies nicht, so hat man es in der Hand, einige Eisen des Nachbarfeldes über der Stütze hochzubringen oder Eisen zuzulegen. Hierfür wird (s. S. 147) ein Zuschlag gemacht werden. Beachtet man noch, daß es zweckmäßig ist, im Feld eine geringere Betonspannung zuzulassen als über der Stütze, so leuchtet ein, daß man im Feld eine verhältnismäßig größere Höhe als über der Stütze, wo daher nur eine kurze Voute erforderlich wird, erhält. Aus vorstehenden Ueberlegungen folgt, daß man hinsichtlich des Materialaufwandes den Träger durchweg mit $\frac{4}{5} M_0$ beanspruchen kann. Dabei darf jedoch nicht vergessen werden, daß die angegebene Faustregel, wie genauere Rechnungen zeigen, zu überflüssig großen Abmessungen führt. Sie findet sich daher in den jetzt gültigen Vorschriften von 1916 nicht mehr. Wenn diese Regel hier wieder ausgegraben wird, so geschieht dies aus dem Wunsch, eine einfache Handhabe zur Anstellung eines Vergleiches zu erhalten, sei sie dem Eisenbetonbau auch noch so abträglich.

Hiernach berechnet sich das Moment durch g zu:

$$M_g = \frac{4}{5} \cdot \frac{380 \cdot 5^2}{8} = 950 \text{ kgm. Durch } q = 2000 \text{ kg/qm entsteht:}$$

$$M_q = \frac{4}{5} \cdot 2 \cdot \frac{2000 \cdot 5^2}{8} = 10\,000 \text{ kgm.}$$

$$M_{\max} = 950 + 10\,000 = 10\,950 \text{ kgm.}$$

Mit $\sigma_b = 25 \text{ kg/qcm}$ und $\sigma_e = 1200 \text{ kg/qcm}$ berechnet

sich die Trägerhöhe genähert aus:

$$h - a = 0,604 \sqrt{10\,950} = 63 \text{ cm, } h = 65 \text{ cm.}$$

Da $x = 0,238 (h - a) = 0,238 \cdot 63 = 15 \text{ cm}$, so liegt die Nulllinie etwas außerhalb der Platte, was zur Folge hat, daß σ_b um ein geringes größer ist. (Die genaue Berechnung ergibt $\sigma_b = 26 \text{ kg/qcm}$).

Abweichend von B., der eine zulässige Betonspannung von 35 kg/qcm annimmt, wurde in Vorstehendem nur mit einem Mittelwert von rd. 25 kg/qcm gerechnet. Dadurch erhält man zwar eine größere Steghöhe und damit einen größeren Verbrauch an Beton und Schalung, jedoch spart man an Eisen. Theoretische Ermittlungen und praktische Erfahrungen haben erhärtet, daß man Plattenbalken am wirtschaftlichsten ausbildet, wenn man nur eine geringe Betonspannung zugrunde legt. Dieser Erfahrungssatz ist

⁶⁾ Schick, zwei Fälle von Abbruch moderner Eisenbetonkonstruktionen. Zeitschr. f. Betonbau, Wien 1913, No. 6.

⁷⁾ Hager, Theorie des Eisenbetons 1916, S. 9.

⁸⁾ Armierter Beton 1914, S. 138 ff.; „Mitteilungen“ 1914, S. 149 ff.

⁹⁾ Armierter Beton 1915, Heft 4.

¹⁰⁾ Bei Bearbeitung dieses Abschnitts war dankenswerter Weise mein Konstr.-Ing. Dr.-Ing. Birkenstock behilflich.

zum Gemeingut der Eisenbetontechniker geworden. Bei allen weiteren Berechnungen wird daher $\sigma_b = 25 \text{ kg/qcm}$ zugrunde gelegt werden.

Die bereits oben angeschnittene Frage der wirksamen Druckgurtbreite b ist nunmehr noch an Hand der errechneten Werte zu prüfen. Nach den Vorschriften soll sein (Bezeichnungen wie bei B.):

$$b \leq 8 \cdot b_o = 8 \cdot 30 = 240 \text{ cm}, \quad b \leq 16 \cdot d = 16 \cdot 12 = 192 \text{ cm}$$

$$b \leq 4 \cdot h = 4 \cdot 65 = 260 \text{ cm}, \quad b \leq b_1 = 200 \text{ cm}$$

Hiernach dürfte man mit einer Druckgurtbreite von 192 cm rechnen, also

$$b = \frac{b_1}{1,05}$$

während B. meint, daß durchschnittlich $b = \frac{b_1}{4}$ ist, eine Annahme, die hier z. B. auch nicht entfernt zutrifft. Entgegenkommenderweise wurde oben bereits für die weiteren Rechnungen $b = \frac{b_1}{2}$ zugrunde gelegt, eine Festsetzung, die weit unterhalb der durch die Vorschriften erlaubten Grenze bleibt.

Weiterhin ergibt sich an Hand der Barkhausen'schen Untersuchungen unter Beibehaltung der von ihm gewählten (übrigens ungewöhnlichen) Bezeichnungen, aber mit den vorausgeschickten Abänderungen, Folgendes:

$$\text{Rippenbreite } b_o = \frac{b_1}{8}$$

In obigem Beispiel müßte danach $b_o = 25 \text{ cm}$ sein. Gewählt wurde $b_o = 30 \text{ cm}$.

Zulässige Eisenspannung $s_e = 1200 \text{ kg/qcm}$

Mörtelspannung $s_m = 25$

$$r = \frac{s_m}{s_e} = \frac{25}{1200} = 0,0208, \quad m = \frac{s_e}{n \cdot s_m} = \frac{1200}{15 \cdot 25} = 3,2$$

$$1 + m = 1 + 3,2 = 4,2, \quad 2 + 3m = 2 + 3 \cdot 3,2 = 11,6$$

Die folgende von B. benutzte Formel für x gilt streng genommen nur für einen Plattenbalken mit Nulllinie innerhalb der Platte. Doch wurde schon oben an Hand eines Beispiels gezeigt, daß diese Vereinfachung meist gestattet ist.

$$\text{Höhe der Drucksone } x = \sqrt{\frac{6M}{b(2+3m)s_m}}$$

Mit $b = \frac{b_1}{2}$ entsteht:

$$x = \sqrt{\frac{12M}{b_1 \cdot 11,6 \cdot 25}} = 0,203 \sqrt{\frac{M}{b_1}}$$

Die ganze Höhe der Rippe ist dann, reichlich gerechnet:

$$h_m = 1,1(1+m)x = 1,1 \cdot 4,2 \cdot 0,203 \sqrt{\frac{M}{b_1}} = 0,94 \sqrt{\frac{M}{b_1}}$$

Der Querschnitt F_m der Rippe ohne den Druckgurt, der als in der Deckenplatte aufgehend angesehen wird, beträgt:

$$F_m = h_m \cdot b_o = 0,94 \sqrt{\frac{M}{b_1}} \cdot \frac{b_1}{8} = 0,117 \sqrt{M \cdot b_1}$$

Der Gurtquerschnitt eines Eisenträgers, der die gleiche Last aufnimmt, berechnet sich zu:

$$f_e = \frac{M_o}{1200 \cdot h_e}$$

wobei h_e die Trägerhöhe und M_o das Biegemoment bedeutet.

Nun macht B. die weitere Annahme, daß $h_e = \frac{l}{10}$ sei.

Dem muß entschieden widersprochen werden. Zunächst ist, genau genommen, unter h_e der Abstand der Schwerpunkte der Gurtquerschnitte zu verstehen, d. h. h_e ist kleiner als die Trägerhöhe. Letztere kann zwar bei genieteten Trägern durchschnittlich mit $\frac{l}{10}$ in Rechnung gestellt werden, niemals aber bei den als Deckenträgern meist verwendeten Walzprofilen. Besonders fehlerhaft wird diese Annahme, wenn, wie es häufig geschieht, niedrige breitflanschige Profile verwendet werden. Auch das vorgerechnete Beispiel beweist, daß die getroffene Voraussetzung auf Willkür beruht. Dort ist bei einem $l \cdot NP. 36$ und $l = 5 \text{ m}$:

$$\frac{h_e}{l} = \frac{36-1}{500} = \frac{1}{14,3}$$

wobei der Abstand der Druckmittelpunkte nur um 1 cm kleiner als die Trägerhöhe angenommen wurde. Bei geringerem Trägerabstand würde das Verhältnis noch kleiner

werden. Bei der Weiterrechnung möge $h_e = \frac{l}{13}$ zugrunde gelegt werden, was wieder eine Konzession an den Eisenbau bedeutet.

Demnach ergibt sich:

$$f_e = \frac{M_o}{1200 \cdot \frac{l}{13}} = \frac{M_o}{92,5 l} \text{ und damit der ganze}$$

Trägerquerschnitt durchschnittlich zu:

$$F_e = 3,2 f_e = 3,2 \frac{M_o}{92,5 l} = 0,0346 \frac{M_o}{l}$$

Demnach wird:

$$\frac{F_m}{F_e} = \frac{0,117 \sqrt{M \cdot b_1}}{0,0346 \frac{M_o}{l}} = 3,38 \cdot l \cdot \frac{\sqrt{M \cdot b_1}}{M_o}$$

und mit

$$M = \frac{4}{5} M_o; \quad M_o = b_1 \cdot \frac{q l^2}{8}; \quad \text{wobei}$$

$$q = 2000 \text{ kg/qcm} = 0,2 \text{ kg/qcm};$$

$$\frac{F_m}{F_e} = 3,38 l \sqrt{\frac{0,8 b_1}{M_o}} = 19,1$$

$$\text{Mithin } F_m = 19,1 F_e$$

während B. den Wert $30 F_e$ ermittelt.

Weiter wird der Eisenquerschnitt einer Rippe

$$\phi_e = \frac{b r x}{2} = \frac{b_1}{2} \cdot \frac{0,0208 \cdot 0,203}{2} \cdot \sqrt{\frac{M}{b_1}} = 0,00106 \sqrt{M \cdot b_1} \quad \text{Mit } \sqrt{M \cdot b_1} = \frac{F_m}{0,117} \text{ wird}$$

$$\phi_e = 0,00106 \cdot \frac{F_m}{0,117} = 0,00106 \cdot \frac{19,1 F_e}{0,117} = 0,173 F_e$$

Werden für Verschnitt, Bügel und Zulagen über den Stützen 30 % (B. rechnet 20 %) zugeschlagen, so wird

$$\phi_e = 1,3 \cdot 0,173 F_e = 0,225 F_e$$

Trotz des reichlich hohen Zuschlages von 30 % bleibt ϕ_e noch unter dem von B. zu 0,3 F_e ermittelten Wert.

Wird ferner, B. folgend, angenommen, daß der Zusatz von Zement zum Kies nach 1:4,5 den Inhalt des Kieses nicht vermehrt, so wird die Zementmenge:

$$\frac{F_m}{4,5} = \frac{19,1 F_e}{4,5} = 4,25 F_e; \quad (6,7 F_e \text{ bei B.})$$

Ein erheblicher Irrtum liegt weiter vor, wenn B. das Gewicht des Zementes mit 2000 kg/cbm und das des Kieses (B. spricht stets nur von Kies) mit 2200 kg/cbm annehmen zu müssen glaubt. Nach Gehler, Erläuterungen mit Beispielen zu den Eisenbetonbestimmungen 1916, Seite 14, kann allgemein das Raumgewicht der Zuschlagstoffe zu 1500–1700 kg/cbm angenommen werden, gegenüber dem Raumgewicht des Zementes von nur 1300 kg/cbm, das aber auch ziemlich schwanken kann und zwar zwischen etwa 1150 und 1400 kg/cbm. Hiernach mögen, in entgegenkommender Weise, weiterhin die Größtwerte, also 1700 bzw. 1400 beibehalten werden.

Der Vergleich gestaltet sich nunmehr wie folgt.

1. Gewicht.

Eisenbau 7,85 F_e

Mörtelbau

Eisen 0,225 $F_e \cdot 7,85 = 1,77 F_e$

Zement 4,25 $F_e \cdot 1,400 = 5,95$

Kies $F_m \cdot 1,700 = 19,1 F_e \cdot 1,7 = 32,50$
39,22 F_e

Verhältnis
7,85

$$\frac{1,77 + 5,95 + 32,50}{7,85} = \frac{0,225 + 0,76 + 4,14}{1} = 5,1$$

2. Rauminhalt.

Eisenbau F_e

Mörtelbau

Eisen 0,225 F_e

Zement 4,250 "

Kies 19,100 "

23,575 F_e

Zement vermehrt den Rauminhalt nicht, also Verhältnis

$$\frac{1}{0,225 + 19,1} = \frac{1}{19,3}$$

3. Kohlen für Grundstoffe.

Die Angaben von B. über den Kohlenverbrauch mögen beibehalten werden. Daher:

$$\begin{aligned} \text{Eisenbau} & \dots\dots 7,85 F_e \cdot 1,8 = 14,05 F_e \text{ in t} \\ \text{Mörtelbau Eisen} & 1,77 F_e \cdot 2,1 = 3,72 \text{ " " "} \\ & \text{Zement } 5,95 F_e \cdot 0,5 = 2,97 \text{ " " "} \\ & \qquad \qquad \qquad 6,69 F_e \text{ in t} \\ \text{Verhältnis} & \frac{14,05}{3,72 + 2,97} = \frac{1}{0,265 + 0,211} = \frac{1}{0,48} \end{aligned}$$

4. Löhne für Grundstoffe.

Werden die von B. angegebenen Sätze als zutreffend angesehen, so folgt:

$$\begin{aligned} \text{Eisenbau} & \dots\dots 7,85 F_e \cdot 20 = 157 F_e \text{ in Mark} \\ \text{Mörtelbau} & \dots\dots 1,77 \cdot F_e \cdot 24 = 42,5 \text{ " " "} \\ & \text{Zement } 5,95 \cdot F_e \cdot \frac{1000}{170} \cdot 0,6 = 21,0 \text{ " " "} \\ & \text{Kies} \dots\dots 19,1 \cdot F_e \cdot 0,5 = 9,6 \text{ " " "} \\ & \qquad \qquad \qquad 73,1 F_e \text{ in Mark} \end{aligned}$$

$$\text{Verhältnis} \frac{157}{42,5 + 21,0 + 9,6} = \frac{1}{0,268 + 0,134 + 0,061} = \frac{1}{0,46}$$

5. Beförderung der Grundstoffe.

$$\begin{aligned} \text{Eisenbau} & 7,85 F_e \text{ in t} \\ \text{Mörtelbau} & \dots\dots 1,77 \text{ " " "} \\ & \text{Zement } 5,95 \text{ " " "} \\ & \qquad \qquad \qquad 7,72 F_e \text{ in t} \end{aligned}$$

$$\text{Verhältnis} \frac{7,85}{1,77 + 5,95} = \frac{1}{0,225 + 0,76} = \frac{1}{0,98}$$

6. Arbeitslohn auf der Baustelle.

Der von B. als Arbeitslohn auf der Baustelle angegebene Satz von 18 M. für 1 cbm Mörtelbau¹¹⁾ dürfte etwa zutreffen; alsdann wäre:

$$\begin{aligned} \text{Eisenbau} & \text{Für Abladen, Aufstellen, Allgemein} \dots 34 \text{ M/t} \\ \text{Mörtelbau} & \text{Für 1 cbm 18 M.} \\ & 1 \text{ cbm Eisen entsprechen nach 2) } 19,3 \text{ cbm} \\ & \text{Eisenbeton mit dem Preise } 19,3 \cdot 18 = \\ & = 348 \text{ M. Da 1 cbm Eisen } 7,85 \text{ t wiegt,} \\ & \text{so entsprechen 1 t Eisenbau } \frac{348}{7,85} = 44 \text{ M.} \\ & \text{Lohn bei Mörtelbau} \dots\dots\dots 44 \text{ "} \\ \text{Verhältnis} & \frac{34}{44} = \frac{1}{1,3} \end{aligned}$$

7. Schlußkosten des fertigen Baues.

Während die Preissätze für Eiseneinlagen und Zement angemessen sind, ist der für Kiessand mit 3 M/cbm im Durchschnitt etwas zu gering. Behält man alle Sätze bei, dann ergibt sich:

$$\begin{aligned} \text{Eisenbau} & \dots\dots\dots = 280 \text{ M/t} \\ \text{Mörtelbau} & \dots\dots\dots \\ \text{Eisen} & 0,225 \cdot 140 \dots\dots\dots = 31,5 \text{ M/t} \\ \text{Zement} & 0,76 \cdot \frac{1000}{170} \cdot 6,0 \dots\dots\dots = 26,7 \text{ "} \\ \text{Kies} & \frac{32,50}{1,7} \cdot \frac{3,0}{7,85} \dots\dots\dots = 7,3 \text{ "} \\ \text{Schalung} & 5,4 \cdot 3,5 \cdot 0,5 \cdot 1,1 = 10,4 \text{ M/cbm} \\ & 1 \text{ cbm Eisen entsprechen nach 2) } \\ & 19,3 \text{ cbm Mörtel mit dem Preise } \\ & 19,3 \cdot 10,4 = 200 \text{ M. Es entsprechen} \\ & 1 \text{ t Eisen also } \frac{200}{7,85} \dots\dots\dots = 25,5 \text{ "} \\ \text{Fracht} & \text{ nach 5) ohne Kies } 0,98 \cdot 20 = 19,6 \text{ "} \\ \text{Löhne} & \text{ nach 6) } \dots\dots\dots = 44,0 \text{ "} \\ & \qquad \qquad \qquad 154,6 \text{ M/t} \\ \text{Verhältnis} & \frac{280}{154,6} = \frac{1}{0,55} \end{aligned}$$

Mit den errechneten Werten ergibt sich folgende Tabelle, die der Zusammenstellung I bei B. entspricht. Die Schlußwerte finden sich in Spalte g. Die von B. ermittelten Werte sind in Spalte h daneben gesetzt.

Lfd. No.	Verhältnis zum Eisenbau	Bauart					Schlußwerte nach Barkhausen	
		Eisenbau	Eisen	Zement	Kies	zusammen		
a	b	c	d	e	f	g	h	
1	Gewicht	t	1	0,225	0,76	4,14	5,1	10,4
2	Rauminhalt	cbm	1	0,225	4,25	19,1	Grundstoffe 23,57 fertig 19,3	36,97 30,3
3	Kohlen für Grundstoffe	t	1	0,265	0,211	—	0,48	0,82
4	Löhne für Grundstoffe	M	1	0,268	0,134	0,061	0,46	0,76
5	Beförderung der Grundstoffe	t	1	0,225	0,76	—	0,98	2,0
6	Löhne für Aufstellen	M	1	—	—	—	1,3	2,05
7	Fertiger Bau	M	1	—	—	—	0,55	0,94

Wie die Spalte g lehrt, stellt sich hiernach der Eisenbeton hinsichtlich der in Kriegszeiten wichtigen Faktoren wie Kohlenverbrauch und Beförderungsgewicht der Grundstoffe erheblich günstiger als der reine Eisenbau. Höher sind allein die unter No. 6 angegebenen Löhne auf der Baustelle. Dem steht eine wesentliche Verminderung der Arbeitslöhne, also auch der nötigen Arbeitskräfte bei der Herstellung der Grundstoffe (No. 4) gegenüber. Von besonderem Interesse ist das Ergebnis des Kostenverhältnisses für den fertigen Bau. Hier schneidet der Eisenbeton mit einem derart günstigen Wert ab, daß, wer bisher obigen rechnerischen Ausführungen willig gefolgt ist, nun doch wohl Zweifel hegen wird. Mit Recht! Wenn es richtig ist, daß Zahlen beweisen, so beweisen sie hier, daß ein Kostenvergleich nicht in der summarischen Weise angestellt werden kann, wie es hier geschehen ist, selbst wenn die einzelnen Preise auch richtig angesetzt wären. Das ist aber nicht der Fall. Die Kosten für 1 t fertigen Eisenbaues nimmt B. mit 280 M. an, ohne anzugeben, wie sich dieser Wert im einzelnen errechnet. Für den Mörtelbau hingegen gelangt er auf Grund seiner Einzelaufstellung zu dem Satze von 263,5 M/t, während sich mit den oben richtig gestellten Annahmen, aber nach dem gleichen Verfahren nur 154,6 M/t ergibt. Dieser Wert ist zweifellos zu niedrig, was nicht weiter überraschen kann. Fehlen doch in dieser Preisermittlung alle allgemeinen Unkosten wie Verzinsung des Betriebskapitals, Verzinsung und Amortisierung der Geräte, Maschinen, Transportmittel und Geschäftsgebäude, Gehälter für das technische und kaufmännische Personal und manches Andere. Hierzu kommen noch die bei jedem Bau entstehenden besonderen Unkosten. Während sich ferner der Preissatz von 280 M/t aus dem Eisengewicht des ganzen Geschoßbaues ermittelt, also auch durch die teureren Unterzüge, Stützen und was sonst noch fehlt, nach oben beeinflußt ist, wurde der Durchschnittspreis für den Mörtelbau nur nach einem einfachen Deckenträger ermittelt, während auch hier die nicht berücksichtigten Konstruktionsteile den Preis in die Höhe schrauben. Ferner ist zu bedenken, daß der Preis von 280 M. für 1 t Eisenkonstruktion eines Geschoßbaues im Frieden selbst einen Unternehmergewinn zuließ, zumal der Geschoßbau im wesentlichen aus Walzträgern bestehen wird. Schlägt man nunmehr zu dem ermittelten Preis von 154,6 M/t für den Mörtelbau noch die berücksichtigten allgemeinen und besonderen Unkosten und schließlich auch noch den Unternehmergewinn hinzu, so wird man zu einem Satze kommen, der sich dem des Eisenbaues nähert.

Hiermit gelangt man denn auch zu dem von B. hervorgerufenen Ergebnis, daß die Gesamtkosten beider Bauarten — was sich auch im Kriege gezeigt hat — ziemlich gleich sind. Das Ergebnis dieser Untersuchungen lautet also: In wirtschaftlicher Beziehung sind beide Bauweisen ziemlich gleichwertig, d. h. aber, sie sind konkurrenzfähig.

5. Folgerungen.

Trotz der abfälligen Äußerungen folgert B. selbst, daß „unter regelmäßigen Verhältnissen keine der beiden Bauarten überragende Vorteile bietet“.

Ich für meine Person möchte die Folgerungen am Vergleich der Ausführungen des Herrn B. und meiner eigenen dem Leser selbst überlassen. —

Inhalt: Ersatz für Eisenbauten. (Schluß.)

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachf. P. M. Weber in Berlin.

¹¹⁾ In diesem Satze müßten die Löhne für das Zubereiten und Einbringen des Betons, für Bearbeiten und Verlegen der Eiseneinlagen, für Herstellung der Schalung usw. enthalten sein.